

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

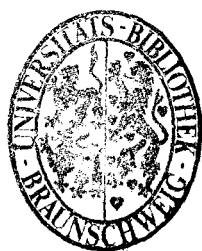
Arbeitsbericht 1984 - 1986

Teil I: Allgemeine Angaben

Projektbereich A

Projektbereich D

Braunschweig, im Dezember 1987



Inhalt Teil I

	Seite/Teil/Band
1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148	1 / I/A
1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen"	1 / I/A
1.2 Stellung innerhalb der Hochschule	7 / I/A
1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses	8 / I/A
1.4 Alphabetische Liste der im SFB beteiligten Wissenschaftler	9 / I/A
1.5 Aktivitäten des SFB 148	11 / I/A
1.5.1 Interne Aktivitäten	11 / I/A
1.5.2 Externe Aktivitäten	11 / I/A
1.5.3 Öffentliches Abschlußkolloquium	12 / I/A
2. <u>Projektbereich A</u> "Bauteile"	15 / I/A
<u>Teilprojekt A1</u> "Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen"	25 / I/A
A1 - 1 Stahlbauteile unter Brandeinwirkung	28 / I/A
A1 - 2 Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen mit Berücksichtigung praxisgerechter Stützen/Riegel-Verbindungen.	45 / I/A
A1 - 3 Brandversuche an Stahlbeton- und Verbundstützen	81 / I/A
A1 - 4 Versuche an zweiachsig beanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung	101 / I/A
A1 - 5 Brandversuche an wandelbewehrten Stützen (umschnürte Druckglieder)	131 / I/A
A1 - 6 Mathematische Modellierung des Verformungsverhaltens von Festbeton unter Brandbeanspruchung	145 / I/A
A1 - 7 Experimentelle und rechnerische Untersuchungen des Brandverhaltens dehnbehinderter Stahlbetonstützen	187 / I/A
A1 - 8 Tragverhalten von Druckgliedern bei natürlichen Bränden	211 / I/A
A1 - 9 Gesamtverformung der Großbeton-Probekörper im Brandfall.	250 / I/A
A1 - 10 Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff	264 / I/A

A1 - 11 Spannbetonbauteile unter Brandbeanspruchung - Versuche und theoretische Begleitung -	326 / I/A
---	-----------

<u>Teilprojekt A2</u> "Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton	375 / I/B
--	-----------

A2 - 1 Brandversuche an quadratischen Stahlbeton- platten; Grundgedanke, Durchführung und Überblick	380 / I/B
A2 - 2 Brandversuche an Stahlbetonplatten zum Einfluß des Bewehrungsgehalts auf das Tragverhalten . .	410 / I/B
A2 - 3 Der Einfluß des Grades einer Dehnbehinderung auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten. .	431 / I/B
A2 - 4 Der Einfluß der Belastung auf das Brandverhal- ten von Stahlbetonplatten	450 / I/B
A2 - 5 Pilotversuche zum Brandverhalten von Stahlbe- tonplatten unter besonderen Versuchsbedingungen	475 / I/B
A2 - 6 Brandversuche zum Durchstanzen von Flachdecken	520 / I/B
A2 - 7 Parameterstudie zum Trag- und Verformungsver- halten partiell beflammer Stahlbetonplatten. .	559 / I/B
A2 - 8 Weiterentwicklung des FE-Programms PLAFEU zur Berechnung von Stahlbetonplatten im Brand . . .	588 / I/B
A2 - 9 Die Behandlung des Platten-Scheiben-Problems mit ADINA; ein Erfahrungsbericht	633 / I/B
A1/2-1 Ein Beitrag zur Frage der mittragenden Platten- breite eines Plattenbalkens im Brandfall . . .	663 / I/B
A1/2-2 Analyse brandbeanspruchter ebener Rahmentrag- werke - ein Beitrag zum definierten Objekt- schutz	702 / I/B

<u>Teilprojekt A3</u> "Berechnung brandbeanspruchter Bauteile"	731 / I/B
--	-----------

3. <u>Projektbereich D</u> "Sicherheit"	769 / I/B
---	-----------

<u>Teilprojekt D1</u> "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bau- werksabschnitten.	769 / I/B
---	-----------

Inhalt Teil II

	Seite
<u>Projektbereich B "Baustoffe"</u>	1
Teilprojekt B3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" . .	5
Teilprojekt B4 "Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen"	237
Teilprojekt B6 "Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur"	299
Teilprojekt B7 "Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton"	305
 <u>Projektbereich C "Thermische Prozesse"</u>	
Teilprojekt C3 "Natürlicher Brand - seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen"	349
Teilprojekt C3-1 "Der natürliche Brand - Brandversuche in großen Brandabschnitten"	355
Teilprojekt C3-2 "Rechnerische Behandlung von Großbrandversuchen mit Wärmebilanzprogrammen".	483

V o r w o r t

Der Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - hat mit Ende des Jahres 1986 seine aktive Arbeit abgeschlossen und legt hiermit seinen wissenschaftlichen Ergebnisbericht über den Förderungszeitraum 1984 - 1986 vor. Er ersetzt nicht die Berichte der Teilprojekte über die in der gesamten Förderungsdauer erzielten Ergebnisse. Soweit das nicht bereits geschehen ist, werden die Teilprojekte ihre zusammenfassenden Schlußberichte im Laufe des Jahres 1988 vorlegen.

Die Herausgabe des letzten Dreijahresberichts gibt erneut Veranlassung, vor allem der Deutschen Forschungsgemeinschaft und ihren mit der Betreuung der Sonderforschungsbereiche beauftragten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern für ihre stete und hilfreiche Beratung und Unterstützung zu danken.

Der Deutschen Forschungsgemeinschaft gebührt weiterhin Dank dafür, daß sie es ermöglicht hat, die Untersuchung einzelner noch offengebliebener Fragen durch Sachzuwendungen weiter zu fördern.

Außerdem aber danke ich den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sowie den Mitgliedern und Projektleitern des SFB 148 für ihre fruchtbare Zusammenarbeit und ihr stetes Interesse an der Verwirklichung der Ziele des Sonderforschungsbereichs herzlich.

Braunschweig, im Dezember 1987

Der Sprecher

1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148

1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des Sonderforschungsbereichs 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Der Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig wurde seit 1973 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert. Ihm gehörten im Förderungszeitraum 1984 - 1986 das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, das Institut für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie der Technischen Universität Braunschweig und das Institut für nichtmetallische Werkstoffe der Technischen Universität Clausthal an.

Mit Ablauf der Förderungsperiode 1984 - 1986 beendete der SFB 148 seine Forschungsarbeiten. Über wichtige Einzelergebnisse wurde bereits in einem Abschlußkolloquium der Öffentlichkeit berichtet. Ein umfassender schriftlicher Gesamtbericht wird vorbereitet.

Der hier vorgelegte Bericht über den letzten Dreijahres-Zeitraum gibt vor allem denjenigen Teilprojekten Gelegenheit, detailliert zu berichten, deren Ziele umfassend ausgelegt waren und die im allgemeinen mit sehr aufwendigem experimentellen Aufwand ihre theoretisch-rechnerische Arbeit zu unterstützen hatten.

Bei einzelnen Teilprojekten wurde eine solche Teilberichterstattung für weniger effizient angesehen; sie konzentrierten sich auf ihren Gesamtbericht.

Während Untersuchungen über die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Bauwerken und Bauteilen gegenüber den Gebrauchs- und Bruchlasten unter Normaltemperatur seit Jahren in vielfältiger Weise studiert und gefördert werden, sind erst mit Einrichtung des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" im Jahre 1973 grundlegende Untersuchungen des Verhaltens von Bauwerken und Bauteilen unter der Katastrophenbeanspruchung "Brand" in zusammenhängender Weise ermöglicht worden.

Schäden durch Brandeinwirkung sind in sehr viel höherem Maße als die Tragsicherheit von zufälligen und statistisch schwer erfaßbaren Einflüssen abhängig; Fehleinschätzungen der Brandgefahr und Mängel im Bereich der Brandschutzmaßnahmen führen vergleichsweise häufiger zum Verlust ganzer Bauwerke als etwa Fehler rechnerischer, konstruktiver oder ausführungsbedingter Natur. Daher bedürfen auch die sicherheitstheoretischen und probabilistischen Komponenten des Katastrophen-Lastfalles "Brand" besonderer wissenschaftlicher Untersuchung.

Ziel dieses Sonderforschungsbereichs war demzufolge die Gewinnung, Anwendung und Weitergabe von Kenntnissen über das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen und Bauwerken unter Brandbeanspruchung. Wesentliche Voraussetzung dafür waren eingehende physiko-chemische Untersuchungen über Festigkeit, Verformung, Kriechen und Relaxation der Konstruktionsbaustoffe bei instationärer Temperatureinwirkung. Von ebenso grundlegender Bedeutung waren Untersuchungen über Brandentwicklung und Brandausbreitung; sie liefern die thermodynamischen Randbedingungen für den Beanspruchungsfall "Brand". In das Gesamtanliegen wurden sicherheitstheoretische Fragen einbezogen, wobei sowohl die Bauteilbeanspruchung als auch das Bauteilverhalten mit Ansätzen auf probabilistischer Grundlage untersucht wurden.

Gleichlaufend mit den Arbeiten des SFB wurden an den beteiligten Hochschuleinrichtungen einzelne einschlägige Probleme in Forschungsarbeiten und Versuchen studiert, deren Finanzierung zwar von anderer Seite erfolgte, deren Thematik jedoch eng mit den Zielen des SFB 148 verknüpft war. Diese Arbeiten stellten eine höchst erwünschte Ergänzung und Abrundung der Aufgaben des SFB dar; sie waren in der Regel auf die rasche Gewinnung aktueller Informationen über Einzelfragen aus dem Bereich des Brandverhaltens von Bauteilen oder von Sonderbauwerken abgestellt, berührten also keine Grundlagenfragen, lieferten jedoch wichtige Anregungen für die Zielsetzungen des SFB und boten gelegentlich auch die Möglichkeit, Arbeitsergebnisse des SFB an Aufgaben der Praxis zu überprüfen. Besonders sei in diesem Zusammenhang auf Untersuchungen an Stahl-Verbundstützen und Verbundträgern hingewiesen, die interessante Anregungen für die weiteren Arbeiten des SFB geliefert haben, deren Effektivität aber andererseits durch das Einfließen des im SFB erworbenen Kenntnisstandes ganz wesentlich beeinflusst wurde.

Der Projektbereich A (Bauteile) bildete von Beginn an das Hauptarbeitsgebiet des SFB. Die Temperaturverteilung im Querschnitt der einzelnen Bauglieder und das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile als Bestandteile von Gesamttragwerken in Abhängigkeit von Last, Zwang, Temperatur und Zeit wurden studiert, um die Grundlagen zu erarbeiten, die eine rechnerisch-theoretische Behandlung des Brandverhaltens von Bauteilen beliebiger Art ermöglichen. Das Teilprojekt A 1 widmete seine auf dieses Ziel gerichtete Arbeit den stabförmigen Bauteilen, während sich das Teilprojekt A 2 mit flächenartigen Bauteilen befaßte.

So notwendig es aber ist, Wege zur Berechnung des Brandverhaltens beliebiger Bauteile und Bauwerke zu erschließen, so widersinnig wäre es, eine ausführliche brandschutztechnische Berechnung und Bemessung für jedes Bauwerk anzustreben. Für sicherlich 80 % aller Baumaßnahmen gibt DIN 4102 Teil 4 schon jetzt ausreichende Hinweise auf die brandschutztechnisch erforderlichen Maßnahmen. Im Hinblick auf die Bedürfnisse der Praxis wurde daher innerhalb des Projektbereichs A auch nach Kriterien gesucht, die erkennen lassen, in welchen Einzelfällen eine ingenieurmäßig-wissenschaftliche Behandlung des Brandgeschehens unter Nutzung der hier gesammelten Erkenntnisse notwendig ist. Außerdem wurden die bisher entwickelten sehr komplexen Berechnungs- und Bemessungsverfahren für den Lastfall "Brand" daraufhin überprüft, ob sich für bestimmte Aufgaben oder Situationen Näherungslösungen angeben lassen, die einfach genug sind, um für die tägliche Praxis unserer Ingenieurbüros akzeptiert zu werden. Mit diesem Themenkreis war das Teilprojekt A 3 befaßt, das 1981 seine Arbeiten beginnen konnte.

Der Projektbereich B war der wissenschaftlichen Durchleuchtung des Hochtemperaturverhaltens der Konstruktionsbaustoffe gewidmet. Im Teilprojekt B 1 wurden mineralogische Untersuchungen an Zuschlag- und Bindemittelphasen unter erhöhter Temperatur durchgeführt, während sich das Teilprojekt B 2 der Festigkeitsveränderung von Betonen unter Temperatureinfluß bei besonderer Berücksichtigung unterschiedlicher Zuschläge widmete. Beide Teilprojekte wurden bereits in früheren Jahren beendet.

Für das Teilprojekt B 3 standen das Hochtemperaturverhalten von Beton unter biaxialer mechanischer Beanspruchung sowie Probleme der Rißbildung, Restfestigkeit und irreversibler Verformungen im Vordergrund, Relaxationsuntersuchungen wurden vermehrt durchgeführt.

Das Teilprojekt B 4 hat seine Untersuchungen auf das Hochtemperaturverhalten verschiedener Stähle unter Druck- und Biegebeanspruchung ausgedehnt, da auf diesen Gebieten keine bzw. nur sehr alte, nicht umfassende Untersuchungen vorlagen. Neue Stähle, wie Beton-Stabstahl IV und Tempcore-Stahl, wurden in die Untersuchungen einbezogen.

Das Teilprojekt B 5 konnte seine Untersuchungen über das Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen im Jahre 1984 plangemäß abschließen. Sein Schlußbericht liegt bereits vor (März 1985).

Das Teilprojekt B 6 hat Untersuchungen über die Struktur- und Phasenveränderungen des hydratisierten Zementsteins und die damit verbundenen Veränderungen der physikalischen Eigenschaften bei erhöhter Temperatur durchgeführt, wozu sowohl verschiedene Zementarten als auch reines Tricalciumsilikat herangezogen wurden.

Das Problem der chemischen Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton wurde im Teilprojekt B 7 studiert, das erfreulicherweise im Jahr 1981 neu eingerichtet werden konnte. Diese Frage ist für die Beurteilung der Weiterverwendbarkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach einem Brand von Bedeutung, sofern deren Tragfähigkeit nicht gravierend beeinträchtigt ist, möglicherweise aber mit einer korrosiv bedingten Langzeitschädigung gerechnet werden muß.

In allen Teilprojekten des Bereichs B wurde besonderer Wert auf die Bereitstellung von Materialdaten gelegt, auf die der Projektbereich A angewiesen war; ebenso große Aufmerksamkeit wurde aber auch der Erforschung und Darstellung der physikalischen bzw. physikochemischen Prozesse gewidmet, die zu den beobachteten Phänomenen führen.

Seit Bestehen des SFB wurde im Projektbereich C Problemen des Brandablaufs nachgegangen; es wurden instationäre Wärmeleitungsvorgänge im Beton studiert (Kalksteinentsäuerung, C 2) und Modelluntersuchungen über Entstehung und Ablauf wirklicher Brände (C 1) in Angriff genommen. Diese Teilprojekte wurden bereits in früheren Jahren abgeschlossen.

Seit 1981 wurde das Teilprojekt C 3 gefördert. In diesem Teilprojekt wurden Versuche mit sog. natürlichen Bränden in Räumen unterschiedlicher Größe durchgeführt, um vertiefte Erkenntnisse über Brandausbreitung, Temperaturverlauf, Rauchentwicklung und -ausbreitung sowie Wärmeübertragung auf Bauteile bei nach Art und Größe unterschiedlichen Brandlasten in charakteristischen, jedoch wesentlich voneinander verschiedenen Brandräumen (normaler Hochbau und Tunnel) zu sammeln. Daneben wurde aber auch die Entwicklung toxischer und aggressiver, korrosionsfördernder Brandgase studiert. Eine Überprüfung und Weiterentwicklung vorhandener Modelle für Wärmebilanzrechnungen wurde durchgeführt.

Fragestellungen aus der Praxis erfordern häufig Untersuchungen, wie sie im Teilprojekt C 3 durchgeführt werden: Es handelt sich um die Beurteilung der Brandentwicklung und -auswirkung in Räumen besonderer Art und Zweckbestimmung, wie etwa in Industrieanlagen mit brandschutztechnisch ungewöhnlichen Vorbedingungen, ferner in tunnelartigen Verkehrsbauten und in Kernkraftwerken. Nicht nur sind bei derartigen Objekten für den Brandfall häufig komplexe Zwangbeanspruchungen der Bauteile zu ermitteln und zu verfolgen, sondern die anzusetzenden Grenzzustände weichen auch vielfach deutlich von den sonst üblichen - etwa in DIN 4102 festgelegten - ab. In der Regel wird in diesen Sonderfällen ein individueller Objektschutz angestrebt, was besagt, daß das Bauwerk weder versagen darf, noch durch den Brand bleibende Schäden - Festigkeitsminderungen, Verformungen - erleiden darf, sofern sie nicht mit vertretbarem Aufwand zu reparieren sind. Für Ermittlungen dieser Art erweist sich der Ansatz der Normbrandbeanspruchung nach DIN 4102 als nicht ausreichend. Die im Rahmen des Projektbereichs C untersuchten Grundlagen bilden die entscheidende Voraussetzung für eine wirklichkeitsnahe Bestimmung der maßgebenden Temperaturverläufe im Brandraum und können insofern als praxisnahes Beispiel für die Bedeutung dieses Projektbereichs dienen.

Wesentliches Hauptziel der Arbeiten im Teilprojekt D 1 war es, auf der Basis probabilistischer Methoden Erkenntnisse über das vorhandene Sicherheitsniveau von Bauteilen unter Brandeinwirkung zu erlangen. Diese Untersuchungen bezogen sich sowohl auf bauteilspezifische Probleme als auch auf Untersuchungen, wie sie aus der Versuchspraxis heraus resultieren. Einer der wichtigsten Teilaspekte innerhalb der abgeschlossenen Förderungsperiode war die Suche nach besserer Erfassung

der im Brandraum vorhandenen natürlichen Bedingungen. Die hierzu erforderlichen Berechnungen gestalten sich sehr zeitaufwendig, so daß davon abgesehen werden mußte, die für das "natürliche" Brandgeschehen relevanten Parameter als Basisvariable einzeln in eine probabilistische Berechnung einzubeziehen. Aus diesem Grunde wurde nach erfolgter Wahl des Modells und Festlegung der zu untersuchenden Parameter der Temperaturverlauf sowie dessen Standardabweichung im Brandraum für einige relevante Brandverläufe ermittelt, um diese dann wiederum als Basisvariable mit in die weitere Berechnung einzuführen. Die Untersuchungen wurden mit einem post-flashover-Modell des Brandraumes durchgeführt, da die Brandentstehungsphase usw. für das Versagen des Bauteils nicht relevant ist. Als Bauteilmodell fanden die schon in den letzten Förderungsperioden erarbeiteten und verwendeten Rechenmodelle Verwendung.

Diese Untersuchungen standen im engen Zusammenhang mit der Untersuchung bestehender probabilistischer Bemessungskonzepte, da sie die Möglichkeit bieten, direkte Aussagen darüber zu treffen, ob ein Bauteil in der Lage ist, die aus dem Bemessungskonzept resultierenden Anforderungen zu erfüllen.

Ein Gesamtbericht über die Arbeit des Teilprojekts D 1 liegt bereits vor (April 1987).

Der Sonderforschungsbereich konnte mit den Arbeiten der Endphase einen befriedigenden Gesamtabschluß erreichen. Einige offengebliebene Fragen wurden formuliert und der Deutschen Forschungsgemeinschaft als Anträge zur Förderung im Einzelverfahren vorgelegt. Zusagen zur Finanzierung liegen bereits vor. Verzögerungen in der Berichterstattung rühren daher, daß die Finanzierung einer Auslaufphase in 1987 nicht genehmigt wurde und daher ein großer Teil der wissenschaftlichen Mitarbeiter des SFB vor Erledigung der Berichtspflicht Positionen in Industrie oder Verwaltung annahm.

Die Kooperation innerhalb des Sonderforschungsbereichs war sehr zufriedenstellend und bildete keine Probleme. In kleinem oder größerem Kreis wurden Erfahrungen, Ergebnisse, Schwierigkeiten und Lösungsmöglichkeiten sowohl innerhalb der Teilprojekte und Projektbereiche als auch projektübergreifend diskutiert. Daß Mitarbeiter in mehreren Teil-

projekten tätig waren oder beratende Funktion hatten, wirkte sich hierbei positiv aus. Regelmäßige interne Kolloquien mit "offiziellem" Charakter haben sich nicht als notwendig erwiesen.

Wissenschaftler aller Teilgebiete des SFB 148 waren und sind in den nationalen und internationalen Gremien tätig, die mit Fragen des baulichen Brandschutzes befaßt sind, und konnten - nicht zuletzt aufgrund ihrer durch den Sonderforschungsbereich erworbenen Kenntnisse - Wesentliches auf den dort beschrittenen Wegen zur Harmonisierung der Grundlagen, Betrachtungsweisen, Anforderungen und Nachweise leisten.

1.2 Stellung innerhalb der Hochschule

Die Projektbereiche A, B, C und D wurden - mit Ausnahme der Teilprojekte B 4 und B 6 - von Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (Lehrgebiete für Baustoffkunde: Professor R o s t ä s y und Professor G r o b k u r t h, Massivbau: Professor K o r d i n a und Professor Q u a s t) geleitet und durch Bereitstellung von Personal und Gerät als Grundausstattung gefördert. Prof. Quast wurde zum Sommersemester 1986 an die Technische Universität Hamburg-Harburg berufen, konnte jedoch die Leitung seines Teilprojekts bis zum Abschluß wahrnehmen.

Auch Prof. Schneider, der bereits seit mehreren Jahren an der Gesamthochschule Kassel, Universität des Landes Hessen, tätig ist, leitete sein Teilprojekt bis zum Abschluß.

Das Teilprojekt B 4 wurde vom Institut für Werkstoffkunde und Schweißtechnik (Professor R u g e) getragen; aus naheliegenden, aufgaben- und werkstoffbezogenen Gründen war die Verbindung und Zusammenarbeit mit dieser Forschungseinrichtung der Fakultät Maschinenbau und Elektrotechnik der Technischen Universität Braunschweig besonders eng.

Der Kontakt zur Technischen Universität Clausthal wurde durch das Teilprojekt B 6 aufrechterhalten, das von Professor O d l e r (Institut für nichtmetallische Werkstoffe an der Technischen Universität Clausthal) betreut wurde.

Die Schwierigkeiten bei der Bereitstellung der Grundausrüstung des Sonderforschungsbereichs 148, die dadurch entstanden, daß die Technische Universität keinerlei Unterstützung geben konnte, mußten immer wieder beklagt werden. Auch im Berichtszeitraum 1984 - 1986 hat sich daran nichts geändert. Die beteiligten Lehrstühle und Institute haben alles ihnen Mögliche getan, um die erforderliche personelle und Sachmittel-Grundausrüstung vorzuhalten.

1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses

In der Lehre werden grundlegende Forschungsergebnisse des Sonderforschungsbereichs unmittelbar an die Studierenden weitergegeben. Seit dem Sommersemester 1979 werden mehrere Wahlvorlesungen über das Gesamtgebiet des baulichen Brandschutzes gehalten, die gute Resonanz zeigen. Neben Studierenden der letzten Fachsemester sind in zunehmendem Maße auch Fachkollegen aus der Praxis als Hörer anzutreffen. Seit dem Wintersemester 1979/80 wird ferner eine Wahlvorlesung über das Hochtemperaturverhalten der Baustoffe für Studierende der Fakultäten für Bauwesen und Maschinenbau angeboten. Vom WS 1982/83 bis SS 1985 las Professor Quast im Bauingenieur-Vertiefungsstudium über "Baulichen Brandschutz" (Pflichtfach).

Prof. D. Hosser, Nachfolger von Prof. Quast im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, begann seine Vorlesungen über Brandschutz (Wahlvorlesungen im Bauingenieur-Vertiefungsstudium) im Wintersemester 1986/87 und erweitert gegenwärtig die darin vorgetragenen Themenkreise.

Im Rahmen eines Lehrauftrages betreut Dr. Meyer-Ottens den Bereich Brandschutz innerhalb des Grundstudiums der Architekten und Bauingenieure.

Mit diesem Lehrangebot über Fragen des Brandschutzes hat die Technische Universität Braunschweig eine herausragende Stellung erreicht.

Im Berichtszeitraum wurden mehrere Promotionsverfahren mit Dissertationen aus den Forschungsgebieten des Sonderforschungsbereichs abgeschlossen.

1.4 Alphabetische Liste der im Sonderforschungsbereich beteiligten Wissenschaftler

- Achwan, A., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Blume, J., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Diederichs, U., Dr.-Ing., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Dobbernack, R., Dr.-Ing., Wärme- und Verfahrenstechnik, MPA Bauwesen, Niedersachsen
- Dorn, T., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Drescher, G., Dr.-Ing. (habil.), Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik und Werkstofftechnologie, TU Braunschweig
- Ehm, C., Dr.-Ing., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Ertingshausen, H., Reg.-Dir. Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen Niedersachsen
- Großkurth, K.P., Prof. Dr.-Ing., Baustoffkunde, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Hagen, E., Dipl.-Phys., Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Haksever, A., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Haß, R., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Henke, V., Dr.-Ing., Bauingenieur, Lehrstuhl für Massivbau, TU Braunschweig
- Heydemann, G., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Hinrichsmeyer, K., Dr.-Ing. Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Hoffend, Fr., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Kiel, M., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Klingsch, W., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig (jetzt: Universität Wuppertal)

Köster, H., Dipl.-Phys., Physik, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Kordina, K., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Krampf, L., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Lämmke, A., Dr.-Ing., Chemie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Linnemann, R., Dipl.-Ing., Maschinenbau, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Malorny, W., Dipl.-Phys., Physik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Maula, A., Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Meyer-Ottens, C., Reg.-Dir. Dr.-Ing., Bauingenieur, MPA Bauwesen Niedersachsen

Neisecke, J., ORR Dr.-Ing., Physik, MPA Bauwesen Niedersachsen

Odler, J., Prof. Dr.-Ing., Bindemittel und Baustoffe, Lehrstuhl für Bindemittel der Baustoffe, TU Clausthal

Quast, U., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig (jetzt TU Hamburg-Harburg)

Richter, E., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Röstäsy, F.S., Prof. Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Ruge, J., Prof. Dr.-Ing., Werkstofftechnologie, Institut für Schweißtechnik, TU Braunschweig

Rudolph, K.-Chr., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Sager, H., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schneider, U., Prof. Dr.-Ing., Thermodynamik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig (jetzt: Universität Kassel)

Stiller, J.-H., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Schwick, W., Dipl.-Min., Mineralogie, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Timm, R., Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wehling, D., Dipl.-Ing., Elektrotechnik, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wesche, J., ORR Dr.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Wiese, J., Dipl.-Ing., Bauingenieur, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

Zürz, A., Dipl.-Min., Bindemittel und Baustoffe, Institut für nichtmetallische Werkstoffe, TU Clausthal

1.5 Aktivitäten des Sonderforschungsbereichs 148

1.5.1 Interne Aktivitäten

- | | |
|------------|--|
| 04.05.1984 | Wahlversammlung |
| 04.05.1984 | Mitgliederversammlung |
| | 1. Neuwahl des Sprechers und eines stellvertretenden Sprechers |
| | 2. Fragen im Zusammenhang mit dem Abschluß des SFB 148 |
| 21.10.1985 | Mitglieder- und Mitarbeiterversammlung |
| | 1. Finanzielle Situation zum Jahresende 1985 |
| | 2. Bemühungen um die Aufrechterhaltung des Forschungsschwerpunkts Brandschutz an der TU Braunschweig |
| | 3. Fragen im Zusammenhang mit dem Abschluß des SFB 148 |

1.5.2 Externe Aktivitäten

Mitglieder und Mitarbeiter des Sonderforschungsbereichs 148 waren im Berichtszeitraum tätig in deutschen Normenausschüssen und Sachverständigenausschüssen; auf internationaler Ebene vertraten sie bei der Bemühung um Übernational zu akzeptierende Empfehlungen, Codes und Stan-

dards auf dem Gebiet des Brandschutzes auf wissenschaftlicher Grundlage die deutschen Interessen in folgenden Gremien:

CEB	-	Comité Euro-International du Béton
CIB	-	Conseil International du Bâtiment
ECCS	-	European Convention for Constructional Steelwork
EGOLF	-	European Group of Official Laboratories for Fire
ISO	-	International Organization for Standardization
RILEM	-	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions.

Durch eine Anzahl von Vorträgen in der Bundesrepublik Deutschland und im Ausland wurde im SFB 148 erworbenes Wissen an die Öffentlichkeit weitergegeben.

Zwischen dem Research Center of Finland, Espoo/Helsinki, und dem Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig besteht ein Kooperationsvertrag, zu dessen Erfüllung auch Mitarbeiter des SFB 148 beigetragen haben, z.B. durch Bereitstellung von Arbeitsergebnissen und Beratung bei der Planung finnischer Forschungsvorhaben.

1.5.3 Öffentliches Abschlußkolloquium

Am 19. und 20. März 1987 wurde die Öffentlichkeit in einem Abschlußkolloquium über die Forschungsarbeit des SFB 148 unterrichtet. Dazu dienten die folgenden Vorträge:

Kordina, Projektleiter: Teilprojekt A 1 "Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen"

Richter: Vereinfachte Baustoffgesetze in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Haß: Brandverhalten von Stahlbeton- und Verbundstützen

Rudolph: Stahlbetonstützen unter zweiachsiger Biegung und Brandbeanspruchung

Hoffend: Stahlbauteile unter Brandbeanspruchung

Krampf, Projektleiterin: Teilprojekt A 2 "Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton"

Wiese: Die Stahlbetonplatte als Tragwerkausschnitt im Brand

Kiel: Sonderprobleme flächenartiger Bauteile unter Brandbeanspruchung

Haksever: Ein Beitrag zur mitwirkenden Breite der Gurte von Plattenbalken im Brandfall

Quast, Projektleiter: Teilprojekt A 3 "Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke"

Schneider, Projektleiter: Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton"

Hinrichsmeyer: Physikalische Ursachen der Veränderung der mechanischen Eigenschaften von Beton unter erhöhter Temperatur

Ehm: Trag- und Verformungsverhalten von Beton bei biaxialer mechanischer Beanspruchung unter erhöhter Temperatur

Diederichs: Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instationären Temperaturen

Ruge, Projektleiter/Linnemann: Teilprojekt B 4 "Eigenschaften von Bau-, Beton- und Spannstahl bei erhöhter Temperatur"

Rostásy, Projektleiter/Sager: Teilprojekt B 5 "Hochtemperatur-Verhalten von Beton- und Spannstählen"

Odler, Projektleiter/Maula/Zürz: Teilprojekt B 6 "Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur"

Großkurth, Projektleiter/Malorny: Teilprojekt B 7 "Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile auf Stahlbeton"

Haksever, Projektleiter: Teilprojekt C 3 "Der natürliche Brand, seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen"

Hagen: Abbrandraten im natürlichen Brand bei unterschiedlichen Randbedingungen

Dobbernack: Modellierung realer Brände

Richter: Zielsetzung und meßtechnische Durchführung von Versuchen zur Klärung von Brandphänomenen im Tunnel

Henke: Teilprojekt D 1 "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bauwerksabschnitten"

Für vorbereitete Diskussionsbeiträge konnten namhafte ausländische Fachkollegen gewonnen werden.

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich A - Bauteile

Allgemeine Angaben zum Projektbereich A

Zum Projektbereich A waren drei Teilprojekte zusammengefaßt:

- A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen,
- A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton,
- A 3 - Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke.

Bis heute werden im Regelfall nur Einzelbauteile für die Katastrophenbeanspruchung "Brand" bemessen. Untersuchungen über das Zusammenwirken ganzer Konstruktionen sind nur vereinzelt durchgeführt worden. Zielsetzung des Projektbereichs A war daher, auf breiterer Basis das Brandverhalten sich gegenseitig beeinflussender Bauteile auf theoretisch-rechnerischem wie auf experimentellem Wege zu erforschen. Dazu wurden vorwiegend die in den Titeln der beiden ersten Teilprojekte genannten Konstruktionstypen herangezogen. Durch Verallgemeinerung der gewonnenen Ergebnisse und deren sinnvolle Kombination sollte ermöglicht werden, auch das Verhalten komplexer Systeme zu beurteilen. Eine enge Zusammenarbeit der Teilprojekte A 1 und A 2 war daher schon seit Beginn des Sonderforschungsbereichs vorhanden, und sie wurde im Verlaufe der Untersuchungen intensiviert.

Erst im Jahre 1981 hinzugekommen ist das Teilprojekt A 3, das seine Hauptaufgabe darin sah, die in den beiden anderen Teilprojekten entwickelten Rechenverfahren zur vollständigen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen, die in ein Gesamtragsystem integriert sind, nutzbar zu machen für die Ingenieurpraxis. Da hier die grundsätzliche Fragestellung darauf reduziert wurde, die Bauteilsicherheit für eine bestimmte Brandeinwirkungszeit hinreichend genau zu beurteilen, konnten gewisse Vereinfachungen in den Rechengrundlagen vorgenommen werden.

Mehrere der Mitarbeiter des Projektbereichs A waren für alle Teilprojekte tätig. Das wurde nicht nur wegen der engen Verknüpfung der Aufgabenstellung grundsätzlich als sinnvoll angesehen, sondern führte - auch im einzelnen - zu Vereinfachungen. Beispielsweise wurden Rechenprogramme so entwickelt, daß sie mit entsprechenden Modifikationen in den Teilprojekten eingesetzt werden konnten.

Die enge Verknüpfung nicht nur der Teilprojekte untereinander, sondern auch zwischen den Projektbereichen sei hier gleichfalls angesprochen; hierauf wird in einigen Einzelberichten eingegangen.

Zwei Einzelberichte verdeutlichen das Ergebnis gemeinsamer Arbeiten in den Teilprojekten A 1 und A 2.

Der Bericht A 1/2-1 beschäftigt sich mit dem Problem der mittragenden Plattenbreite von Plattenbalken. Kenntnisse hierüber sind insbesondere dann wichtig, wenn das Verhalten von Stahlbetonrahmen, die monolithisch mit den Geschoßdeckenplatten verbunden sind, während eines Brandverlaufs zu beurteilen ist.

Im zweiten übergreifenden Beitrag, A 1/2-2, wird über die thermische und mechanische Analyse von Tragwerken berichtet, deren Brandbeanspruchung von der Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102 abweicht und bei denen verlangt wird, daß ihre Gebrauchsfähigkeit nach einem Brand mit geringem Sanierungsaufwand wiederhergestellt werden kann. Hiermit ist das Problem des definierten Objektschutzes angesprochen, der sich von den Zielen des konventionellen baulichen Brandschutzes deutlich unterscheidet.

Liste der Veröffentlichungen von Mitarbeitern des Projektbereichs A
im Berichtszeitraum

- 1 Dorn, T.; Haß, R.; Quast, U.: Brandverhalten und Bemessung von Anschlüssen zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Verbundkonstruktionen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Forschungsprojekt P 86 - Akt. 2.10, 1986
- 2 Dorn, T.; Haß, R.; Quast, U.: Improved Fire Resistance of Composite Beamt by Choice of Suitable Beam-Column Connections. INTERNATIONAL SYMPOSIUM 'New Technology to Reduce Fire losses and Costs', Luxembourg, 1986, Vortrag
- 3 Haksever, A.; Krampf, L.: Möglichkeiten, nachträglich die in einem Betonbauteil während eines Schadenfeuers aufgetretenen Temperaturen abzuschätzen. Schriftenreihe des DAFStb, Heft 352, Berlin 1984
- 4 Haksever, A.: Poteaux en béton armé en cas d'incendie naturelle; essais et théorie, Bulletin of the Technical University of Istanbul, 1986
- 5 Haß, R.; Quast, U.; Rudolph, K.: Brandverhalten von Stahlverbundstützen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 65, Seite 212 - 217, 1984
- 6 Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 69, 1986
- 7 Haß, R.: Feuerbeständige Verbundkonstruktionen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 70, Seite 23 - 28, 1986
- 8 Haß, R.; Quast, U.: Brandverhalten von Verbundstützen mit Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützen/Riegel-Verbindungen. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Forschungsprojekt P 86 - Akt. 2.2, 1985

- 9 Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1985
- 10 Haß, R.: Feuerbeständige Stützen/Riegel-Verbindungen. Vortrag auf der Veranstaltung der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Hamburg, 1985
- 11 Haß, R.: Nachweise und Genehmigungsverfahren bei Verbundbauteilen. Vortrag auf dem Deutschen Stahlbautag 1986 in Hamburg, 1986
- 12 Haß, R.: Computer Models and Simplified Methods for Calculation of Structural Elements under Fire Attack. INTERNATIONAL SYMPOSIUM 'New Technology to Reduce Fire Losses and Costs', Luxembourg, 1986, Vortrag
- 13 Haß, R.; Meyer-Ottens, C.: Brandschutz von Verbundbauteilen - Untersuchungen, Beurteilung und Anwendung. Stahlbau 55, 1986
- 14 Hoffend, F.: Steel Structures Under the Action of Fire; Ongoing Research on Fire Development and Properties of Structures at Extreme Temperatures: Joint Research Symposium zwischen der TU Braunschweig und dem Research Center of Finland in Espoo, 1984, Vortrag
- 15 Hoffend, F.; Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Neue Prüfrichtlinien für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2. DIN-Mitteilungen 63 (1984), S. 148 - 154
- 16 Hoffend, F.; Kordina, K.: Versagenstemperaturen $\text{crit } T$ von brandbeanspruchten Stahlstützen aus Walzprofilen. Stahlbau 53, 1984, S. 375 - 378
- 17 Kordina, K.; Richter, E.: Zur brandschutztechnischen Bemessung vorgespannter Fertigteile; in: Betonwerk- + Fertigteil-Technik 50 (1984), Heft 8, S. 540 - 547
- 18 Kordina, K.; Quast, U.: Bewehrung feuerwiderstandsfähiger Bauteile mit Stabbindeln; in: Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau: Gallus Rehm zum 60. Geburtstag gewidmet. Ernst & Sohn, Berlin 1984, S. 41 - 48

- 19 Kordina, K.; Haksever, A.; Schneider, U.: Brandschutztechnische Beurteilung von Gesamtkonstruktionen in Stahlbetonbauweise; in: Bundesbaublatt 33 (1984), Heft 7, S. 469 - 478

- 20 Kordina, K.: Aktuelle Probleme des Brandschutzes. Vortrag Karlsruhe, Kolloquium anlässlich des 80. Geburtstages von G. Franz, 1984

- 21 Kordina, K.; Herschelmann, F.; Richter, E.: Parameterstudie für Verbundträger der Feuerwiderstandsklasse F 90 (Versuche zum Erwärmungsverhalten). Berichte der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., 1984

- 22 Kordina, K.; Klingsch, W.; Haß, R.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, S. 210 - 212, 1984

- 23 Kordina, K.; Krampf, L.: Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Betonbauwerken. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 352, Berlin 1984

- 24 Kordina, K.; Kupfer, H.: Ingenieurwissenschaftliche Untersuchungen von Sicherheits- und Risikofaktoren im Bauwesen; in: Sonderforschungsbereiche 1969 - 184. Hrsg. v. K. Stackmann, Weinheim: VCH Verlagsges., 1985, S. 379 - 392

- 25 Kordina, K.: Concrete and masonry structures; in: Fires in Buildings. Proc. of an Europ. Symposium, held in Luxembourg, 1984. Ed. by R. Mourareau, London: Elsevier, 1985, S. 223 - 233

- 26 Kordina, K.: Zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei instationärem Umgebungsklima: Vortrag. DFG-Kolloquium Darmstadt, 1985

- 27 Kordina, K.; Richter, E.: Zur brandschutztechnischen Bemessung vorgespannter Fertigteile; in: Der Sachverständige 1985, Heft 10, S. 240 - 245

- 28 Kordina, K.: Das Brandverhalten von Holzbauteilen; in: Holzbau-Taschenbuch, Bd. 1: Grundlagen, Entwurf und Konstruktion, Ernst & Sohn, Berlin 1986, S. 81 - 83

- 29 Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten von Gasbetonbauteilen. Erläuterungen zu DIN 4102 Teil 4, Ausgabe März 1981 (Bundesverband Gasbetonindustrie, Bericht 4). Bundesverband Gasbetonindustrie, Wiesbaden 1986

- 30 Kordina, K.; Haksever, A.; Ehm, C.: Theoretical and Experimental Analysis of Fire Behaviour of Concrete Slabs; in: International Meeting of Fire Research and Test Centres, 1986 in Avila, Papers. Madrid: Instituto Tecnológico de Seguridad, 1986, S. 441 - 467

- 31 Kordina, K.; Hahn, C.: Brandschutz im Mauerwerksbau; in: Mauerwerk-Kalender 1987, Ernst & Sohn, Berlin 1986, S. 171 - 195

- 32 Kordina, K.; Quast, U.; Haß, R.; Richter, E.; Rudolph, K.; Wesche, J.: Untersuchungen zum Erwärmungs- und Tragverhalten von Verbundbauteilen bei Brandbeanspruchung. TÜV, 1986

- 33 Kordina, K.; Krampf, L. et al.: Model Code for the design of concrete structures for fire resistance. Bull. d'Information No. 174, CEB, Lausanne 1987

- 34 Krampf, L.: Brandverlauf und Schäden bei Großbränden, VFDB-Zeitschrift Forschung und Technik im Brandschutz, Heft 1/1984

- 35 Krampf, L.: Das Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken unter Normbrandbeanspruchung; Hochtemperatureigenschaften von Baustoffen, VFDB-Zeitschrift Forschung und Technik im Brandschutz, Heft 3/1985

- 36 Krampf, L.; Haksever, A.: Possibilities of Assessing the Temperatures Reached by Concrete Building Elements During a Fire. American Concrete Institute, Detroit, aci SP-92, 1986

- 37 Lutz, Jenisch, Klopfer, Freymuth, Krampf, L.: Lehrbuch der Bauphysik, B.G. Teubner, Stuttgart 1985
- 38 Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten von Decken aus Glasstahlbeton nach DIN 1045, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 352, Berlin 1984
- 39 Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F, Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984
- 40 Quast, U.: Zur Auswirkung der Riegelverbindung auf das Stabilitätsverhalten brandbeanspruchter Verbundstützen. Mitteilung Nr. 84-3 des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Roik-Festschrift, 1984, S. 528 - 538.
- 41 Quast, U.; Rudolph, K.: Bemessungshilfen für Stahlverbundstützen mit definierten Feuerwiderstandsklassen. Forschungsbericht Projekt 86.2.3, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Düsseldorf, Band 1, S. 1 - 94; Band 2, S. 1 - 160, Band 3, S. 1 - 305; 1985
- 42 Quast, U.: Stahlverbundkonstruktionen - Baulicher Brandschutz, Industriebau. Technische Akademie Esslingen, Lehrgang Nr. 8401/94. 039, Baulicher Brandschutz, 1985, S. 1 - 43
- 43 Quast, U.: Fire Behaviour of Composite Structures. Proceedings of the Avila Meeting of Fire Testing Laboratories, Avila, 1986
- 44 Quast, U.; Haß, R.: Fire Behaviour of Composite Structures. International Meeting of Fire Research and Test Centres, Avila, 1986, Vortrag
- 45 Richter, E.: Design of Precast Prestressed Concrete Members to comply with Fire Protection Requirements; Ongoing Research of Fire Development and Properties of Structures at extreme Temperatures. Joint Research Symposium zwischen TU Braunschweig and Technical Research Centre of Finland, Espoo, 1984, Vortrag

- 46 Richter, E.: Feuerbeständige Dehnfugen-Anforderungen und Konstruktion. Bundesbaublatt, Heft 7, Juli 1986
- 47 Rudolph, K.; Richter, E.; Haß, R.; Quast, U.: Principles for Calculation of Load-Bearing and Deformation Behaviour of Composite Structural Elements under Fire Action. FIRST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIRE SAFETY SCIENCE, Gaithersburg/Maryland (USA), 1985, Vortrag
- 48 Spang, D.; Haß, R.: Das neue Doppelinstitut IWF/IPK in Berlin, Stahlbau 55, 1986
- 49 Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Dissertation TU Braunschweig, 1985
- 50 Wiese, J.: Fire-Exposed Restrained Reinforced Concrete Slabs, International Meeting of Fire Research and Test Centres, Avila, 1986, Instituto Tecnológico de Seguridad MAPFRE (ITSEMAP), ISRN 84-7100-159-4

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen

Beteiligte Wissenschaftler:

Dipl.-Ing. Dorn
Dr.-Ing. Haksever
Dr.-Ing. Haß
Dipl.-Ing. Heydemann
Dipl.-Ing. Hoffend
o. Prof. Dr.-Ing. Kordina
Prof. Dr.-Ing. Quast
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Rudolph

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986

Bezug: Förderunganträge 1974, S. 34 - 50
1977, S. 45 - 64
1980, S. 49 - 71
1983, S. 49 - 64 und 89 - 100

Im Teilprojekt A 1 wurde auf experimentellem Weg und durch rechnerisch-theoretische Analysen das Trag- und Verformungsverhalten von brandbeanspruchten stabförmigen Bauteilen untersucht. Als stabförmige Bauteile wurden dabei Stützen, Biegeträger und Wandstreifen angesehen. Diese Bauteile wurden als Einzelbauteile bei gegenseitigem Zusammenwirken und in Verbindung mit flächenartigen Bauteilen untersucht. Dabei wurde eine Temperaturbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeit-Kurve (ETK) oder entsprechend einem sog. natürlichen Brand zugrunde gelegt.

Die Beiträge im Arbeitsbericht 1984 - 1986 befassen sich schwerpunktmäßig mit Untersuchungen zum Brandverhalten von Stützen und den theoretischen Grundlagen zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von brandbeanspruchten stabförmigen Bauteilen.

Der Bericht A 1-1 befaßt sich mit Stahlbauteilen. Es wird eine Übersicht der Ergebnisse von Brandversuchen an Stahlstützen und -trägern sowie der daraus abzuleitenden theoretischen Erkenntnisse dargestellt. Im Bericht A 1-2 wird das Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen behandelt, wobei auf die Berücksichtigung einer praxismgerechten Stützen/Riegelverbindung besonders eingegangen wird. Einen Überblick über Brandversuche an Stahlbeton- und Verbundstützen gibt der Bericht A 1-3. In den Berichten A 1-4, A 1-5, A 1-7 und A 1-8 werden Einzelaspekte des Tragverhaltens brandbeanspruchter Stützen behandelt. Im Bericht A 1-4 wird das Tragverhalten von Stahlbetonstützen bei zweiachsiger Beanspruchung und im Bericht A 1-5 das Tragverhalten von wendelbewehrten Stahlbetonstützen beschrieben. Im Bericht A 1-7 werden rechnerische und experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von dehnbehinderten Stahlbetonstützen dargestellt. Für die rechnerische Analyse wird dabei auf Ergebnisse der Berichte A 1-9 und A 1-6 zurückgegriffen. Im Bericht A 1-9 wird über Brandversuche an sog. Großprobekörpern berichtet, d.h. Probekörper, die größer sind als die sonst für Materialuntersuchungen benutzten Probekörper. Der Bericht A 1-6 beinhaltet ein mathematisches Modell, das das Verformungsverhalten von Festbeton unter Brandbeanspruchung beschreibt.

Im Bericht A 1-8 wird über das Tragverhalten von Druckgliedern bei natürlichen Bränden berichtet.

Für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Brandbeanspruchung werden im Bericht A 1-10 temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehungen bereitgestellt. Ihre Anwendung für brandbeanspruchte Spannbetonbauteile wird im Bericht A 1-11 gezeigt, in dem rechnerische und experimentelle Ergebnisse verglichen werden.

Weitere Berichte aus dem Arbeitsgebiet des Teilprojekts A 1 sind in einem Berichtsband veröffentlicht, der anlässlich des Abschlußkolloquiums des Sonderforschungsbereichs 148 im März 1987 veröffentlicht worden ist.

In einzelnen Arbeitsberichten wird darauf verwiesen, daß die vollständige Darstellung aller Meßergebnisse in einer Versuchsdokumentation enthalten ist. Sie kann Interessenten vom Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Beethovenstraße 52, 3000 Braunschweig, zur Verfügung gestellt werden.

A 1 - 1 - 1

Stahlbauteile unter Brandeinwirkung

von

Dipl.-Ing. Friedel Hoffend

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Vorbemerkung	3
1. Versuchsprogramm	4
2. Rekonstruktionen einer realistischen σ - ϵ -T-Beziehung für Baustahl	7
3. Sonderfälle brandbeanspruchter Stützen	11
3.1 Teilweise beflamnte Stützen	11
3.2 Längsdehnbehinderte Stützen	12
4. Brandverhalten von Gesamtkonstruktionen	13
5. Vereinfachter Nachweis zentrisch belasteter Stahlstützen	14

Vorbemerkung

Im folgenden Beitrag werden Forschungsergebnisse über brandbeanspruchte Stahlbauteile mitgeteilt. Es wird ein Überblick über die wichtigsten experimentellen Untersuchungen und den daraus abgeleiteten theoretischen Ansätzen gegeben. Der Beitrag wurde im Rahmen des Abschlußkolloquiums des Sonderforschungsbereichs im März 1987 als Vortrag angeboten, konnte aber aus redaktionellen Gründen nur im Nachtrag zum Tagungsband aufgenommen werden. Um die Ergebnisse der Branduntersuchungen an Stahlbauteilen angemessen zu veröffentlichen, erscheint eine Berücksichtigung des Beitrages an dieser Stelle sinnvoll. Eine detaillierte Darstellung zum Themenkreis "Brandbeanspruchte Stahlbauteile" wird der Gesamtbericht des Sonderforschungsbereichs enthalten.

Die Brandversuche decken das gesamte für das Tragverhalten entscheidende Parameterspektrum ab. In den Brandversuchen wurde u.a. die Schlankheit, die Lastausnutzung, die Knickrichtung und der Einspanngrad (Behinderung der Längsdehnung) variiert. Außerdem wurde der Einfluß studiert, der durch eine teilweise Bekleidung der Stützen verursacht wird.

Die Ergebnisse der Brandversuche an geschützten und ungeschützten Stahlstützen hat gezeigt, daß die Erwärmungsgeschwindigkeit einen vernachlässigbar kleinen Einfluß auf die Versagenstemperatur ausübt. Zusätzlich wurde nachgewiesen, daß die Berücksichtigung der Temperatur-, Spannungs- und Verformungsgeschichte bei der Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbauteilen nicht erforderlich ist. Damit ergab sich die Möglichkeit, die Berechnung der Stahlbauteile mit Hilfe von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen durchzuführen.

Die Gültigkeit der entwickelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wurde durch Nachrechnung von Brandversuchen an Stützen und Balken überprüft.

Für die brandschutztechnische Bemessung wird der in den ECCS-Empfehlungen angegebene Bemessungsansatz dahingehend modifiziert, daß über den gesamten Schlankheitsbereich eine wirtschaftliche Bemessung erreicht wird.

1. Versuchsprogramm

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurde in den vergangenen zehn Jahren ein umfangreiches Versuchsprogramm mit insgesamt 100 Brandversuchen zum Tragverhalten von Stahlkonstruktionen durchgeführt.

In der ersten Phase wurden Stützen unter Verwendung bekleideter und unbekleideter HE-Profile geprüft. Die Ergebnisse bestätigten die von TWILT aufgrund von Modellversuchen aufgestellte Hypothese, daß bei realen Bränden (Aufheizgeschwindigkeit 3 °C/min bis 50 °C/min) die Aufheizgeschwindigkeit keinen signifikanten Einfluß weder auf die Bauteilverformungen noch auf die Versagenstemperatur hat. Zwischenzeitlich wurde dies auch durch Trägerversuche (Krupp-Forschungsinstitut) für biegebeanspruchte Bauteile ohne Längskraft bestätigt. Damit ist eine rechnerische Beurteilung von brandbeanspruchten Stahlbauteilen mit Hilfe von σ - ϵ -T-Beziehungen möglich, ohne daß die Temperatur-, Spannungs- oder Verformungsgeschichte berücksichtigt wird (Bild 1, Pkt. 1.1).

In der 2. Phase wurde in mehreren Versuchsreihen der Einfluß der verschiedenen Einflußgrößen auf das Brandverhalten von Stahlstützen untersucht (Bild 1, Pkt. 1.2).

Außerdem wurden einige Sonderfälle wie das Brandverhalten von teilweise bekleideten Stahlstützen sowie längsdehnungsbehinderten Stahlstützen untersucht (Bild 1, Pkt. 1.3).

Das vornehmliche Ziel der Forschungsaktivitäten im SFB 148 war die Erarbeitung gesicherter, realistischer Ansätze zur rechnerischen Beurteilung brandbeanspruchter Bauteile. Vergleichsrechnungen mit vorliegenden Materialgesetzen im Hochtemperaturbereich führten zu insgesamt unbefriedigenden Ergebnissen. Daher wurde eine Reihe von Ergänzungsversuchen mit dem Ziel durchgeführt, aus den gewonnenen Informationen realistische σ - ϵ -T-Beziehungen zu rekonstruieren (Bild 1, Pkt. 1.4).

Brandversuche an Stahlbauteilen

1. Stützen

1.1 bekleidete und unbekleidete Stahlstützen

1.2 Parameteruntersuchungen

- Schlankheit
- Knickrichtung
- Profilform
- Belastungsgrad
- Lastausmitte
- Auflagebedingungen

1.3 Spezielle Untersuchungen

- teilweise bekleidete Stützen
- dehnungsbehinderte Stützen

1.4 Brandversuche zur Überprüfung der σ - ϵ -T-Beziehungen

2. Balken

- bekleidet
- unbekleidet

3. Gesamtkonstruktionen

- Stahlrahmen
- Z-Stützen

Bild 1: Versuchsprogramm

Zur Überprüfung der rechnerischen Ergebnisse wurden neben den Stützenversuchen auch einige Balkenversuche durchgeführt bzw. die Versuchsergebnisse an anderer Stelle geprüfter Träger berücksichtigt (Bild 1, Pkt. 2).

Entscheidend für die praxisnahe Beurteilung ist die Frage, ob und wie die Erkenntnisse zum Tragverhalten von Einzelbauteilen (Stützen, Träger)

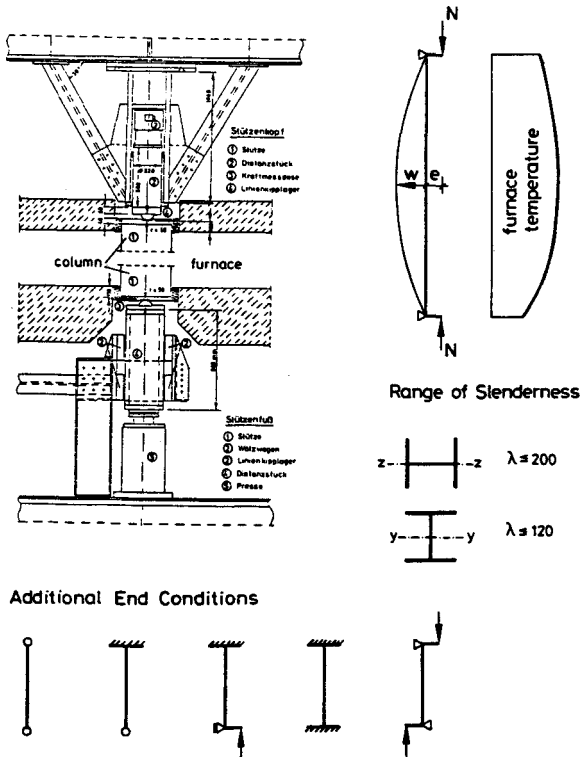


Bild 2: Stützenbrandversuche im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig

auf brandbeanspruchte Gesamtkonstruktionen übertragen werden können. Zu diesem Zweck wurden einige Rahmen und sogenannte Z-Stützen untersucht. Der letztere Versuchstyp ergänzte ein größeres Forschungsvorhaben, das von der Studiengesellschaft zur Anwendung von Eisen und Stahl e.V. finanziert wurde.

Die überwiegende Zahl der Stützenversuche wurde an dem sogenannten Standardstab, einer Stütze mit beidseitig gelenkiger Lagerung und definierter, einseitiger und gleichgroßer Lastausmitte durchgeführt. Da

außerdem der Stützenprüfstand so konstruiert ist, daß die Stützen nahezu vollständig beflammt sind, lagen im Gegensatz zu den meisten älteren Brandversuchen in anderen Stützenprüfständen eindeutig definierte Versuchsbedingungen vor. Ein weiterer Vorteil besteht bei diesem Versuchsaufbau darin, daß der Einfluß geometrischer Imperfektionen klein gehalten wird (Bild 2). Durch Veränderung der Stützenlänge und des Profilquerschnitts konnten Schlankheiten von $\lambda = 30$ bis $\lambda = 200$ untersucht werden. Durch entsprechend gewählte Versuchstemperatur wurden Versagertemperaturen von 160 °C bis 950 °C erzielt. Als Ergänzung zu den vorgenannten Standarduntersuchungen wurden außerdem Versuche an Stützen mit den in Bild 2 (unten) aufgeführten Lagerungsbedingungen durchgeführt.

2. Rekonstruktionen einer realistischen σ - ϵ -T-Beziehung für Baustahl

Die in der Literatur zu findenden Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens von Baustahl unter hohen Temperaturen weisen große Unterschiede auf. Dies kann nicht nur mit dem unterschiedlichen Versuchsaufbau wie Warmkriechversuch und Warmzugversuch erklärt werden. So unterschieden sich die im SFB 148 von WINKELMANN gewonnenen Ergebnisse aus Warmkriechversuchen deutlich von den Ergebnissen, die TWILT mit dem gleichen Versuchstyp gefunden hat.

Deshalb wurden anhand der Ergebnisse geeigneter Stützenversuche - Standardstab mit Knicken um die starke Achse - und einiger Balkenversuche σ - ϵ -T-Beziehungen bis zu einer Temperatur von 1000 °C rekonstruiert. Bild 3 zeigt das so gewonnene σ - ϵ -T-Diagramm. Der einfach schraffierte Bereich deckt den Teil des σ - ϵ -T-Diagramms ab, das aus den Ergebnissen der Stützenversuche rekonstruiert wurde, während der nicht angelegte Teil, der Bereich größerer Dehnungen, durch die Nachrechnung der Ergebnisse aus Balkenversuchen rekonstruiert wurde.

Jeder Punkt in diesem schraffierten Bereich bezeichnet die Versagertemperatur sowie die Dehnung (Stauchung) bzw. die Spannung am inneren Flansch in Stützenmitte zu diesem Zeitpunkt. Dieser Dehnwert stellt für den Stützentyp den größten sowohl über den Querschnitt als auch über die Stützenlänge auftretenden Wert dar. Der doppelt schraffierte, trompetenförmige Bereich zeigt beispielhaft die Entwicklung der Span-

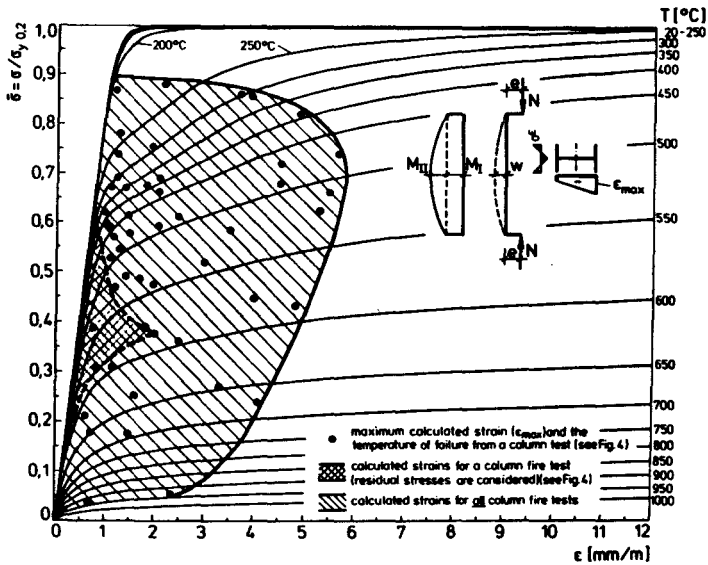


Bild 3: Bei der Nachrechnung von Stützenversuchen aktivierter Bereich der σ - ϵ - T -Beziehung

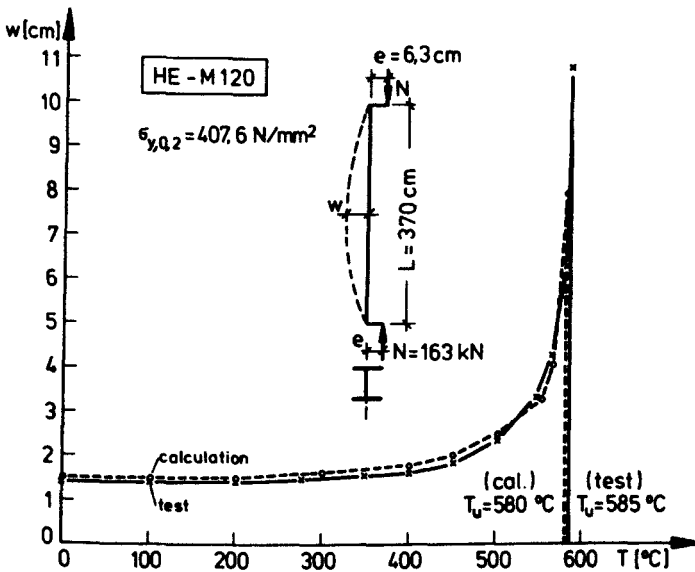


Bild 4: Ausbiegung und Versagenstemperatur einer Stahlstütze aus Versuch und Rechnung

nungen und Dehnungen in einer Stütze während eines Bandversuchs. Denkt man sich zu jedem der so angeführten Punkte den trompetenförmigen Bereich, illustriert dies die vielfache Abdeckung der rekonstruierten σ - ϵ -T-Beziehungen durch die berücksichtigten Versuchsergebnisse.

Bild 4 zeigt die gute Obereinstimmung sowohl der Verformungen in Stützenmitte als auch der Versagenstemperaturen aus Versuch und rechnerischer Rekonstruktion bei dem doppelt schraffierten Versuch in Bild 3. Selbstverständlich war nicht in jedem Fall eine derartig gute Obereinstimmung zu erzielen, da es sich bei der Lagerausbildung (Bild 2) um kein sich zentrierendes Gelenk handelte und daher die tatsächliche Lastausmitte in Abhängigkeit der Versuchsparameter und auch infolge von Einbautoleranzen sich während des Brandversuchs mehr oder weniger veränderte.

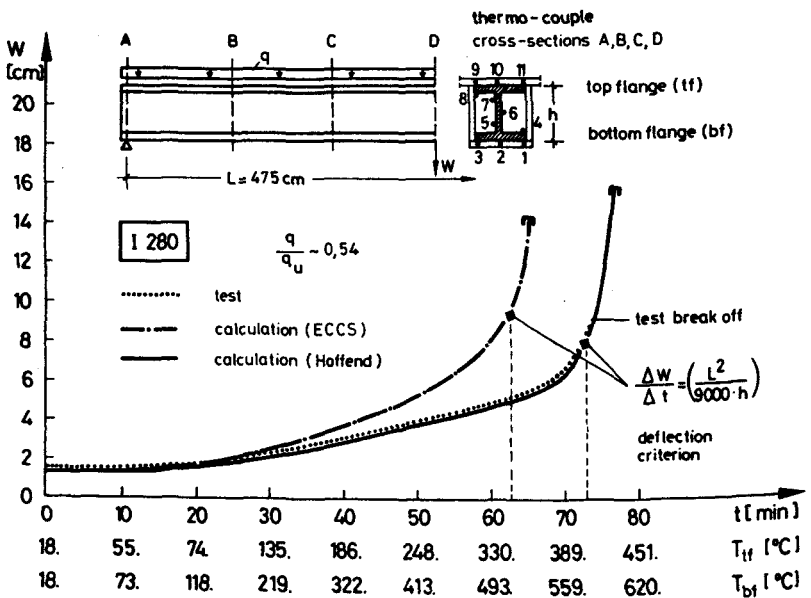


Bild 5: Ausbiegungen in der Mitte eines bekleideten Stahlträgers aus Versuch und Rechnung

Die Nachrechnung einiger Balkenversuche bestätigte die gute Übereinstimmung der gerechneten Verformungen mit den im Versuch gemessenen Verformungen in Balkenmitte auch bei Biegung ohne Längskraft (Bild 5). Zum Vergleich sind hier zusätzlich die Verformungen bei Verwendung der in den Empfehlungen der ECCS angegebenen σ - ϵ -T-Beziehungen nach TWILT gezeigt.

Man erkennt, daß diese Beziehungen offensichtlich zu "weich" sind und damit zu deutlich größeren rechnerischen Verformungen führen. Zur weiteren Bestätigung zeigt Bild 6 die ebenfalls gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch am Beispiel der im Krupp-Forschungs-Institut durchgeführten Vergleichsversuche mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten. Zu beachten ist hier die gute Übereinstimmung bis hin zu einer fast vollständigen Plastizierung des Querschnitts in Balkenmitte bis zu Dehnwerten um 20 ‰ (2 %).

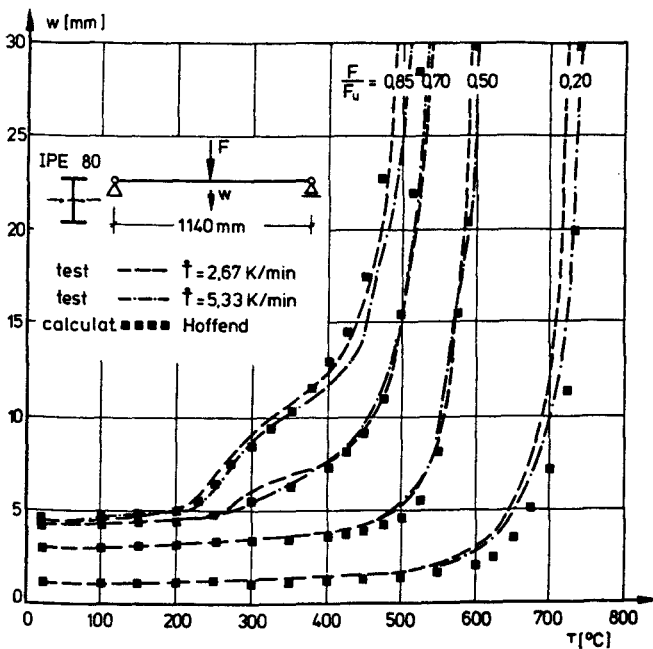


Bild 6: Durchbiegungen in der Mitte unbedeckter Stahlträger aus Versuch (Krupp-Forschungs-Institut) und Rechnung

3. Sonderfälle brandbeanspruchter Stützen

3.1 Teilweise beflamnte Stützen

Ein in der Praxis häufig auftretender Fall sind Stützenreihen, zwischen denen Zwischenwände angeordnet sind, wobei die Flanschoberflächen frei bleiben. Bei einer Brandentwicklung in einem der beiden Räume führt dies zu einer hohen Temperaturbeanspruchung des dem Brandraum zugewandten Flansches, wogegen der andere Flansch nur wenig erwärmt wird. Bild 7 zeigt die gemessenen Temperaturen eines Querschnitts mit ähnlicher Temperaturbeanspruchung. Die hier gezeigte Stütze versagte nach 16,5 min. Nach einer Vergleichsrechnung hätte die Stütze bei allseitiger Beflammung (unbekleidet) nach 12,7 min versagt. Die nur geringfügig höhere Feuerwiderstandsdauer resultiert aus dem negativen Einfluß der beachtlichen Verformung (Ausbiegung) infolge des Temperaturunterschiedes zwischen den beiden Flanschen.

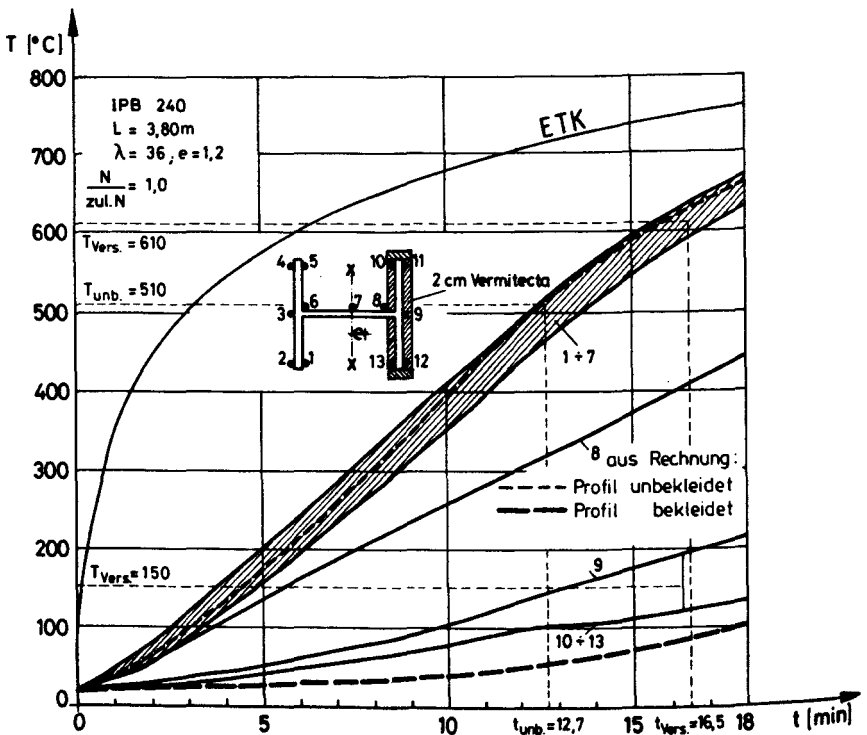


Bild 7: Temperaturen eines teilweise bekleideten Profils

3.2 Längsdehnbehinderte Stützen

Längsdehnbehinderte Stahlstützen zeigten bei den durchgeführten Versuchen ein günstigeres Tragverhalten, als dies vielfach unterstellt wird. Charakteristisch für diesen Stützentyp ist die Tatsache, daß nach Erreichen der Traglast infolge der ansteigenden Zwangskraft aus Dehnbehinderung keinesfalls der Versagenszeitpunkt erreicht ist, sondern die Stütze sich dieser nicht mehr aufnehmbaren Zwangskraft durch größere Stützensausbiegungen teilweise entzieht und einen neuen Gleichgewichtszustand findet. Die Stütze versagt erst zu dem Zeitpunkt, bei dem sie die Versuchslast bzw. die vorhandene Last nicht mehr aufnehmen kann (Bild 8).

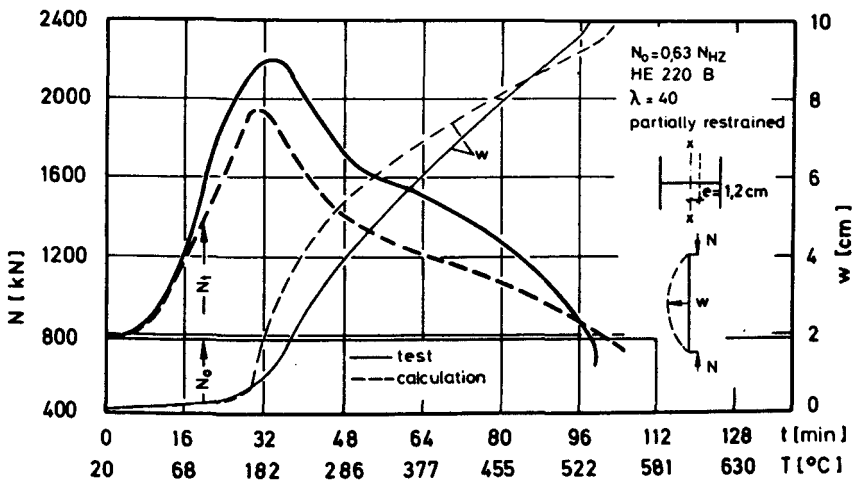


Bild 8: Feuerwiderstandsdauer und Ausbiegung einer dehnbehinderten Stahlstütze aus Versuch und Rechnung

Der tatsächliche Versagenszeitpunkt wird entscheidend durch die tatsächlich wirksame Dehnbehinderung bestimmt. Eine von NEVES durchgeführte Parameterstudie hat gezeigt, daß auch bei vielgeschossigen Konstruktionen die Längsdehnbehinderung der Stützen im untersten Geschoß im Brandfall relativ gering ist. Die Nachrechnung unter Berücksichtigung dieser Dehnbehinderungsgrade ergab keine nennenswerte Reduzierung der Versagenstemperaturen teilweise dehnbehinderter Stahlstützen.

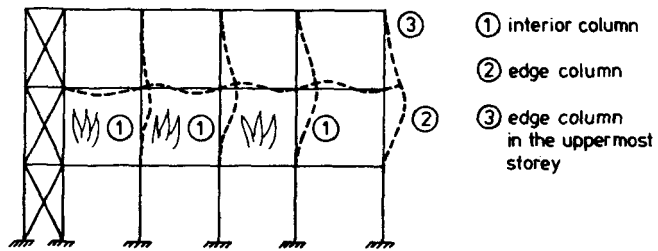
4. Brandverhalten von Gesamtkonstruktionen

Nach dem Vorliegen geeigneter Rechengesetze und numerischer Rechenverfahren (z.B. STABA-F) ist es möglich, das Trag- und Verformungsverhalten einzelner Stahlbauteile (Stützen, Balken) mit beliebiger thermischer und statischer Beanspruchung realistisch zu berechnen.

Die Untersuchungen an brandbeanspruchten Stahl- und Stahlverbundrahmen haben gezeigt, daß bei solchen statisch unbestimmten Systemen das Gesamtversagen stets durch das Versagen der Stützen eingeleitet wird. Das Versagen einer Gesamtkonstruktion kann also ersatzweise auf die Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer der Stützen zurückgeführt werden. Bei seitlich ausgesteiften Rahmensystemen kann die Beanspruchung der Stützen sinnvoll abgeschätzt werden. Aus der thermischen Verlängerung der Stützen und ihrer Einspannung in horizontale Bauteile resultiert eine temperatur- bzw. zeitabhängige Kopfverschiebung und Kopfverdrehung, die zu einer S-förmigen Ausbiegung der Stützen führt (Bild 9).

Das Tragverhalten von Stützen mit dieser Beanspruchung wurde an sogenannten Z-Stützen studiert. Diese Versuche wurden zu einem größeren Teil ebenfalls von der Studiengesellschaft gefördert. Das Ergebnis dieser Untersuchungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

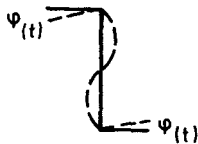
- Die Feuerwiderstandsdauer von Innenstützen kann ersatzweise an einer beidseitig eingespannten Stütze (Euler-Fall IV) ermittelt werden.
- Die Feuerwiderstandsdauer von Randstützen und Stützen im obersten Geschoß können ersatzweise an einer am oberen Ende eingespannten Stütze (Euler-Fall III) ermittelt werden.



Rahmenversuche



Z-Stützen-Versuche



Ergebnis: t_F bzw. $\text{crit } T$ von

- ① Innenstützen \neq Knickstab (Eulerfall IV)
- ② Randstützen \neq Knickstab (Eulerfall III)
- ③ Stützen im obersten Geschoss \neq Knickstab (Eulerfall III)

Bild 9: Brandbeanspruchte Stützen in ausgesteiften Gesamtkonstruktionen

5. Vereinfachter Nachweis zentrisch belasteter Stahlstützen

In den Empfehlungen der ECCS wird ein sehr einfacher Nachweis für brandbeanspruchte, zentrisch belastete Stahlstützen vorgestellt (Bild 10). Aus den Rechengrößen der "kalten" Bemessung wird eine bezogene Spannung ermittelt, die durch einen Korrekturfaktor $k = 0,85$ verbessert wird. Mit Hilfe dieser bezogenen Spannung kann aus einem σ - T -Diagramm (bezogene temperaturabhängige Streckgrenze) die zugehörige Versagenstemperatur abgelesen werden. Die vorgenannte Beziehung weicht allerdings deutlich von der in DIN 4102 festgelegten temperaturabhängigen Streckgrenze ab.

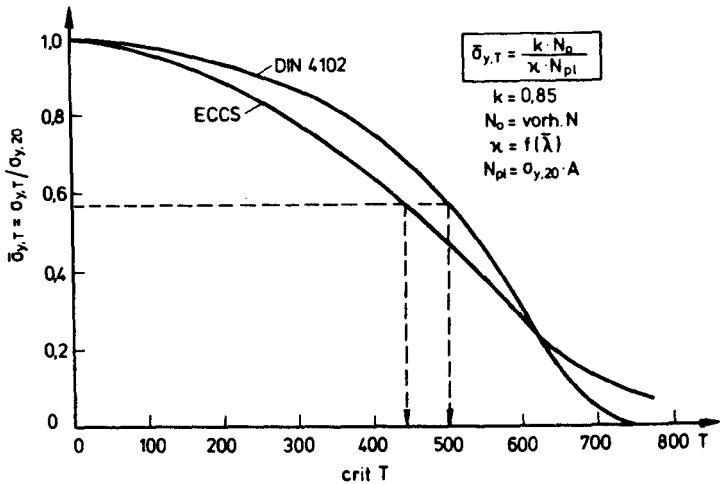


Bild 10: crit T von Stahlstützen - einfacher ECCS-Nachweis

Bild 11 zeigt eine Gegenüberstellung der Versagenstemperaturen (crit T) aus einer vollständigen numerischen Rechnung und der Ergebnisse des einfachen ECCS-Nachweises für eine Randstütze (Euler-Fall III). Bei Schlankheiten $\lambda \leq 100$ und Lasten von $N \leq N_{HZ}$ liegen die kritischen Temperaturen im Mittel etwa 50 °C unter dem Ergebnis der vollständigen Rechnung. Bei höheren Lasten führt dies im mittleren Schlankheitsbereich zum umgekehrten Ergebnis. Bei Schlankheiten $\lambda > 100$ liegen die Ergebnisse aus dem einfachen Nachweis teilweise erheblich unter denen aus vollständiger Rechnung.

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß mit einem einfachen linearen Ansatz der Korrekturfaktor so verbessert werden kann, daß eine gute Übereinstimmung zwischen vollständiger Rechnung und dem einfachen Nachweis erreicht wird (Bild 12). Für Schlankheiten $\lambda \leq 100$ genügt es, den konstanten Faktor k durch einen lastabhängigen Faktor k_{100} zu ersetzen. Bei Schlankheiten $\lambda > 100$ sind zwei weitere Hilfwerte (k_{200} , k_{λ}) ebenfalls nach einer einfachen linearen Beziehung zu bestimmen, aus denen sich der endgültige Faktor k ergibt.

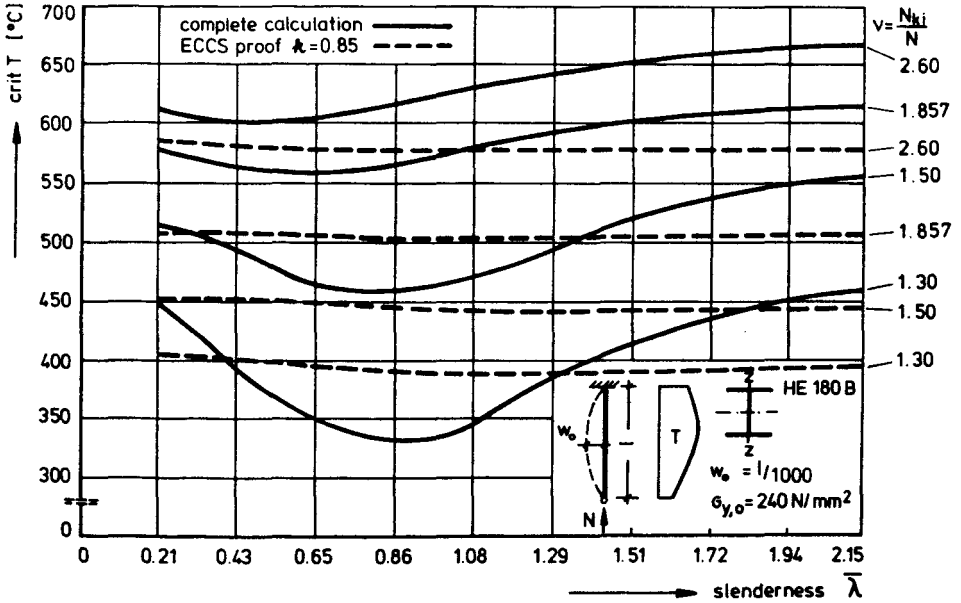


Bild 11: crit T aus vollständiger Rechnung sowie die Ergebnisse des einfachen ECCS-Nachweises mit $k = 0,85$

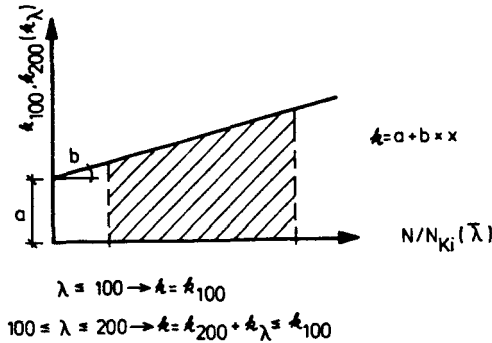


Bild 12: Verbesselter k-Faktor für den einfachen ECCS-Nachweis
- crit T von Stahlstützen -

Das abschließende Bild 13 zeigt die recht gute Übereinstimmung der kritischen Temperaturen aus vollständiger Rechnung und dem einfachen Nachweis mit verbessertem Faktor k .

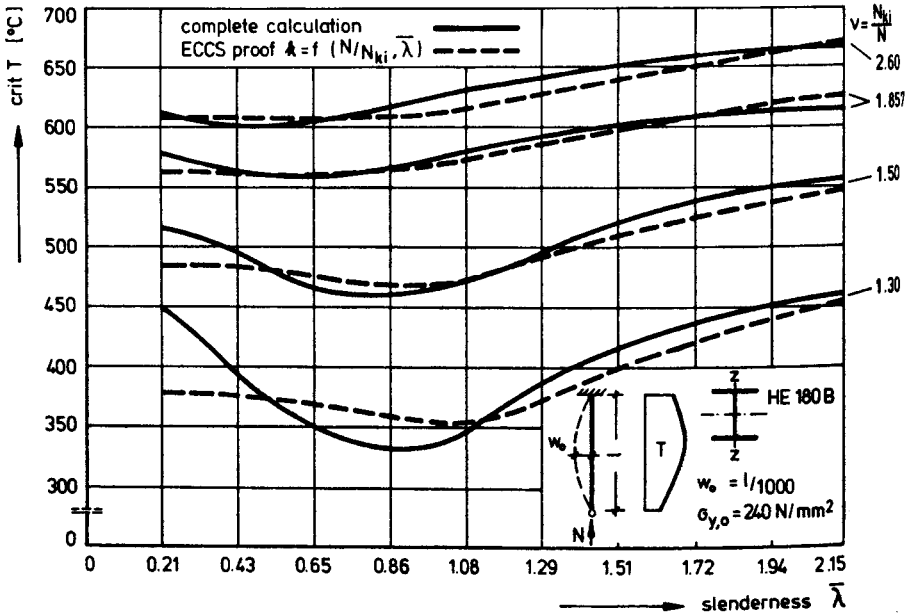


Bild 13: crit T aus einer vollständigen Rechnung sowie die Ergebnisse des einfachen ECCS-Nachweises mit $k = f(N/N_{ki}, \bar{\lambda})$

Selbstverständlich sind diese Faktoren von den vorgenommenen Vereinfachungen und Annahmen abhängig. Es ist daher zu hoffen, daß man sich auf eine einheitliche Definition einer sogenannten temperaturabhängigen Streckgrenze verständigt. Danach könnten verbindliche Hilfswerte zur Ermittlung realistischer Korrekturwerte k für die verschiedenen Fälle (Randstütze, Innenstütze) angegeben werden.

Solche Korrekturfaktoren können auch für die Bestimmung der kritischen Temperatur von Trägern unter Berücksichtigung der Endeinspannung angegeben werden.

Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen
mit Berücksichtigung praxismgerechter Stützen/Riegel-Verbindungen

von

Dr.-Ing. R. Haß

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Problemstellung.....	1
2 Tragverhalten von Stützen im Bauwerk.....	3
2.1 Tragverhalten bei Raumtemperatur.....	3
2.2 Tragverhalten bei Brandeinwirkung.....	5
3 Entwicklung einer praxisgerechten Versuchskonzeption.....	8
4 Planung der Versuche.....	12
4.1 Versuchsprogramm.....	12
4.2 Meßprogramm.....	15
5 Beschreibung der Versuchsdurchführung.....	17
5.1 Brandraum und Brandbeanspruchung der Stützen.....	17
5.2 Brandversuche.....	17
5.3 Versuchsergebnisse.....	18
5.4 Nachuntersuchungen.....	24
6 Interpretation der Ergebnisse.....	26
6.1 Vergleichende Parameterstudie der durchgeführten Versuche.....	26
6.2 Vergleich mit Versuchen bei definierten Lagerungsbedingungen..	30
6.3 Wertung und Schlußfolgerungen.....	32
7 Literaturverzeichnis und Normen.....	33

Die Darstellung der Temperatur-, Verformungs- und Kraftmessungen sämtlicher Versuche sind in der Versuchsdokumentation im IBMB zusammengefaßt.

1 Problemstellung

Die Beurteilung des Brandverhaltens von Bauteilen erfolgt in der Regel durch Prüfungen entsprechend DIN 4102 Teil 2. In dieser Vorschrift werden die brandschutztechnischen Begriffe, Anforderungen und Prüfungen für Bauteile festgelegt. Tragende Bauteile müssen danach bei praxisgerechter Ausführung und praxisgerechtem Einbau während der geforderten Feuerwiderstandsdauer der statisch zulässigen Belastung widerstehen. Dadurch sollen sich die Ergebnisse der Brandprüfungen auf das Brandverhalten der Bauteile im Bauwerk übertragen lassen und damit eine ausreichende Sicherheit gegen ein Versagen der Konstruktion im Brandfall gewährleistet werden. Für die Beurteilung des Brandverhaltens von Stützen haben die in der Prüfung eingehaltenen Lagerungsbedingungen entscheidende Bedeutung, da das Tragverhalten von Stützen maßgeblich von ihrer horizontalen Verformbarkeit (Theorie 2.Ordnung) abhängt.

Kommentare zu DIN 4102 /1 bis 3/ definieren den Begriff "praxisgerechte Lagerungsbedingungen" für Stahlbeton-, Stahl- und Holzstützen im Brandfall. Stahlbetonstützen sind in der Regel mit Lagerungsbedingungen nach dem Euler-Fall 2, Stahlstützen nach dem Euler-Fall 3 zu prüfen. Die zulässige Last wird auf der Grundlage der gültigen Konstruktionsnorm für die entsprechende Bauweise ermittelt. Dabei sind die Lagerungsbedingungen, die bei der Brandprüfung vorliegen, zu unterstellen. Diese Betrachtungsweise geht nicht auf die tatsächlich im Bauwerk vorhandenen Lagerungsbedingungen ein. Nach DIN 4102 Teil 4 können Holzstützen, die an beiden Enden vollflächig mit den anschließenden Bauteilen verbunden und deren Enden unverschieblich gelagert sind, brandschutztechnisch beurteilt werden, als ob sie nach Euler-Fall 3 oder 4 gelagert sind. Die Bemessung der Stützen bei Raumtemperatur kann entsprechend den Lagerungsbedingungen des Euler-Falls 2 erfolgt sein. Dieses Vorgehen berücksichtigt nicht in Ansatz gebrachte Einspannungen in die die Stütze umgebenden Gebäudeteile.

International wird der aussteifenden Wirkung nicht beflammer Gebäudeteile bei der brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen Rechnung getragen. Für Stahlbetonstützen geschieht dies durch den "CEB-FIP Model Code" /4/, für Stahlstützen durch die "European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures" /5/. Bei der Beurteilung des Brandverhaltens werden Einspannungen der Endauflager

der Stützen angenommen. Die Ermittlung der zulässigen Last erfolgt in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung.

In einem von der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V. geförderten Forschungsvorhaben /6/ wurden die Auswirkungen hochbauüblicher Stützen/Riegel-Verbindungen auf das Brandverhalten von Verbundstützen beschrieben. Die durchgeführten Versuche zeigten, daß Verbundstützen bei Brandbeanspruchung günstigere Lagerungsbedingungen haben, als für ihre Bemessung bei Raumtemperatur angenommen wird. Für Stützen in ausgesteiften Hochbauten wird bei Raumtemperatur üblicherweise die Geschoßhöhe als Knicklänge angenommen. Die Bemessung der Stützen erfolgt in der Regel unter der Annahme beidseitig gelenkiger Lagerung (Pendelstützen). Im Brandfall führt die größere Steifigkeit der umliegenden, nicht vom Brand betroffenen Bauteile zu einer Einspannung der Stützen. Aufgrund von Vergleichen mit den Versagenszeiten unter definierten Lagerungsbedingungen geprüfter Stützen konnte empfohlen werden, für die brandschutztechnische Beurteilung von Verbundstützen,

für Innenstützen den Euler-Fall 4

(beidseitig eingespannt)

und

für Randstützen den Euler-Fall 3

(einseitig gelenkig gelagert, einseitig eingespannt)

anzunehmen, wenn beide Stützenenden in ihrer freien Endrotation behindert werden. Dies ist in ausgesteiften Hochbauten mit Ausnahme des obersten Geschosses der Fall.

Die Stützen im obersten Geschoß eines Gebäudes werden nur an ihrem unteren Auflagerpunkt wirksam an der freien Rotation gehindert. Die beflamten Riegel der obersten Geschosse stellen keine wirksame Drehbehinderung dar. Deshalb konnte für Verbundstützen im obersten Geschoß eines Gebäudes empfohlen werden,

für Innenstützen und Randstützen den Euler-Fall 3

anzunehmen.

Im folgenden werden experimentelle Untersuchungen zur Auswirkung hochbauüblicher Stützen/Riegel-Verbindungen auf das Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen beschrieben. Es wurden hierzu 8 Stahlbeton- und 6 Stahlstützen untersucht.

2 Tragverhalten von Stützen in Bauwerken

2.1 Tragverhalten bei Raumtemperatur

Der überwiegende Anteil der Hochbauten ist in horizontaler Richtung ausgesteift. Die auftretenden horizontalen Kräfte werden dann über die starren Deckenscheiben in Kerne oder Verbände geleitet. Die Anschlüsse zwischen den vertikalen Traggliedern, den Stützen, und den horizontalen Traggliedern, den Deckenträgern oder Unterzügen, werden in der Regel als statisch gelenkig angesehen. Momente aus Rahmenwirkung werden dann vernachlässigt.

Im Stahlbetonbau werden in ausgesteiften Bauwerken für Innenstützen, die mit Stahlbetonbalken oder -platten biegefest verbunden sind, die Biegemomente aus Rahmenwirkung i. a. vernachlässigt. Statisch gesehen ist die Lagerung einer Stütze dann als gelenkig anzusehen, wenn ihr Anschluß an die sie umgebenden Bauteile nicht für die planmäßige Aufnahme vom Biegemomenten vorgesehen ist. Das ist z. B. im Stahlbetonbau bei der monolithischen Verbindung von Träger und Stütze ohne Anschlußbewehrung der Fall. Die Stützenbewehrung läuft durch den Knotenbereich durch. Im Fertigteilbau werden die Träger auf Konsolen, die monolithisch mit den über mehrere Geschosse durchlaufenden Stützen verbunden sind, aufgelegt oder vollflächig auf die Stützenköpfe aufgelagert. Randstützen sind dagegen nach DIN 1045 Abschnitt 15.4.2 stets in biegefesten Verbindung mit den horizontalen Bauteilen auszubilden.

Im Stahlbau sind folgende Verbindungen zwischen Stützen und Riegeln besonders verbreitet:

- Die Deckenträger laufen über den Stützen durch. Die Stützen unterhalb und oberhalb der Deckenträger werden konstruktiv über Kopfplatten an den Träger angeschlossen.

- Die Deckenträger werden über Laschen an die Stützen angeschlossen. Die Einspannung, die durch den Laschenanschluß entsteht, wird i. a. vernachlässigt.

Bei der Bemessung der Stützen unter Raumtemperatur wird eine aussteifende Wirkung der Riegel häufig nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, daß Grenzzustände der Tragfähigkeit nicht nur in einzelnen Bauteilen eintreten, sondern die Gesamtkonstruktion versagt. Im Versagenszustand bildet sich die Knickfigur der Stützen dann so aus, daß die volle Geschoßhöhe der Knicklänge entspricht.

Der Bemessung der Stützen unter Raumtemperatur in horizontal aussteiften Tragwerken liegen also folgende Annahmen zugrunde:

- Die Knicklänge der Stützen ist die volle Geschoßhöhe.
- Die Stützen sind am Kopf- und Fußpunkt gelenkig gelagert.
- Planmäßige Endexzentrizitäten treten nur dann auf, wenn Träger einseitig angeschlossen werden, oder wenn bei beidseitigem Trägeranschluß ungleiche Querkräfte angreifen.

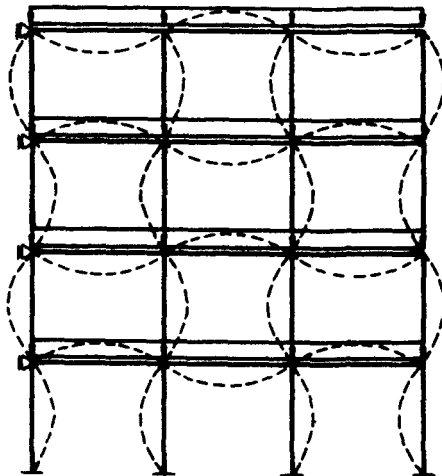


Bild 2.1: Knickfigur der Stützen in ausgesteiften Hochbauten bei Raumtemperatur

2.2 Tragverhalten bei Brandeinwirkung

Durch eine brandschutztechnisch sinnvolle Konzeption eines Gebäudes wird verhindert, daß die maximale Brandbeanspruchung vor der geforderten Feuerwiderstandsdauer gleichzeitig in mehreren Geschossen auftritt. Das gleichzeitige Entstehen von Bränden in benachbarten Geschossen wird praktisch ausgeschlossen, wenn durch feuerbeständige Decken ohne Öffnungen geschoßweise "Brandbekämpfungsabschnitte" entstehen. Brandbeanspruchte Bauteile können sich in anschließende, nicht vom Brand betroffene Bauteile einspannen. Ein Versagen der Gesamtkonstruktion vor der geforderten Feuerwiderstandsdauer wird dadurch verhindert. Erst als Folge des Versagens primärer Tragglieder kann es zu weiteren Einstürzen kommen. Der Anforderung des Personenschutzes ist aber damit genüge getan, wenn der Zusammenbruch der Konstruktion erst nach der geforderten Feuerwiderstandsdauer eintritt.

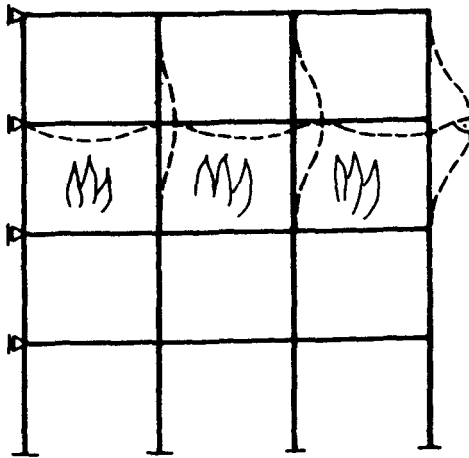


Bild 2.2: Verformungen der Stützen in einem ausgesteiften Hochbau bei Vollbrand eines Geschosses

Unter Brandeinwirkung dehnt sich die Deckenkonstruktion oberhalb eines Brandherdes infolge der Erwärmung aus. Die Entfestigung der Baustoffe Stahl und Beton bei höheren Temperaturen und die Temperaturdifferenz zwischen Deckenober- und unterseite führen zusätzlich zu anwachsenden Durchbiegungen der Decke. Diese Durchbiegungen mindern die Ausdehnung infolge der Sehnungsverkürzung mit fortschreitender

Branddauer zunehmend ab. Die Deckenkonstruktion unterhalb eines Brandherdes erwärmt sich nicht entsprechend. Sie ist schon wegen der Ventilationsverhältnisse im Brandraum thermisch weniger beansprucht und durch Bodenbeläge und herabfallendes Material zusätzlich geschützt. Es ergeben sich folglich nur Verformungen der Decken, die sich oberhalb des vom Brand betroffenen Geschosses befinden.

Die Stützen im Brandraum sind neben der thermischen Beanspruchung auch Verformungen ihrer Kopfpunkte ausgesetzt. Unterstellt man im ungünstigsten Fall den Brand eines ganzen Geschosses, so bilden sich Deckenverschiebungen aus, die von einem Bewegungsnullpunkt (Kern, Aussteifung, Grenze eines Brandabschnitts) aus anwachsen. Stützen, an die beidseitig ein Riegel angeschlossen ist (Innenstützen), erfahren vornehmlich Kopfverschiebungen. Stützen, an die nur einseitig ein Riegel angeschlossen ist (Randstützen), erfahren zusätzlich noch Kopfverdrehungen.

Um die Größe der zu erwartenden Verformungen beurteilen zu können, wurden Brandversuche an Stahlbeton- und Stahlverbund-Deckenträgern ausgewertet /6/ und die Steuerfunktion der Verformungsverläufe vereinfachend abschnittsweise linearisiert. Sie sind in Bild 2.3 dargestellt.

Zur Ermittlung der Gesamtverformungen des Deckensystems wurde vorausgesetzt, daß der Brand das betroffene Geschoß vollständig erfaßt hatte. Bei Beachtung der in DIN 1045 angegebene Empfehlung, nach der in Gebäuden mit erhöhter Brandgefahr Dehnfugen im Abstand $a = 30$ m mit einer Fugenweite von $b = a/1200$ angeordnet werden sollen und einer Unterteilung eines Gebäudes durch Brandwände in Brandabschnitte von maximal 40 m stellt ein Abstand der Stütze von einem Bewegungsruhepunkt von 30 m eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung dar, bei der unter Brandbeanspruchung sehr große Zwängungen der Stützen auftreten.

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit drei unterschiedlichen Rechenwerten der Stützenkopfverformungen durchgeführt:

- v_1 : Innenstütze etwa 15,0 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt,
- v_2 : Innenstütze etwa 22,5 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt und
- v_3 : Randstütze etwa 30,0 m vom Bewegungsruhepunkt entfernt.

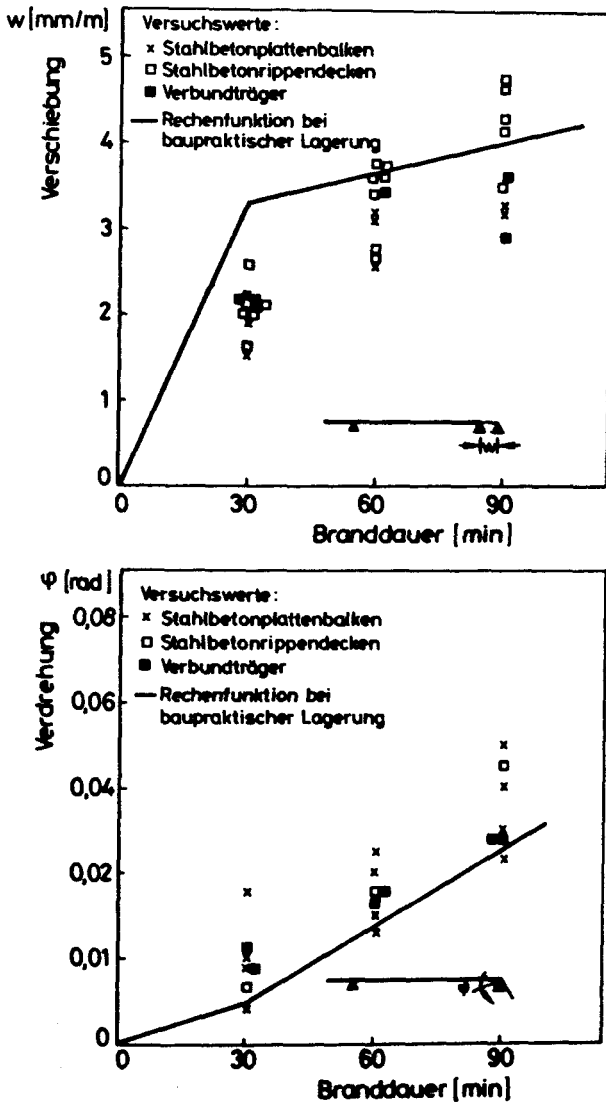


Bild 2.3: Meßwerte und Verlauf des Rechenwerts
der Auflagerverformungen von Biegetragwerken

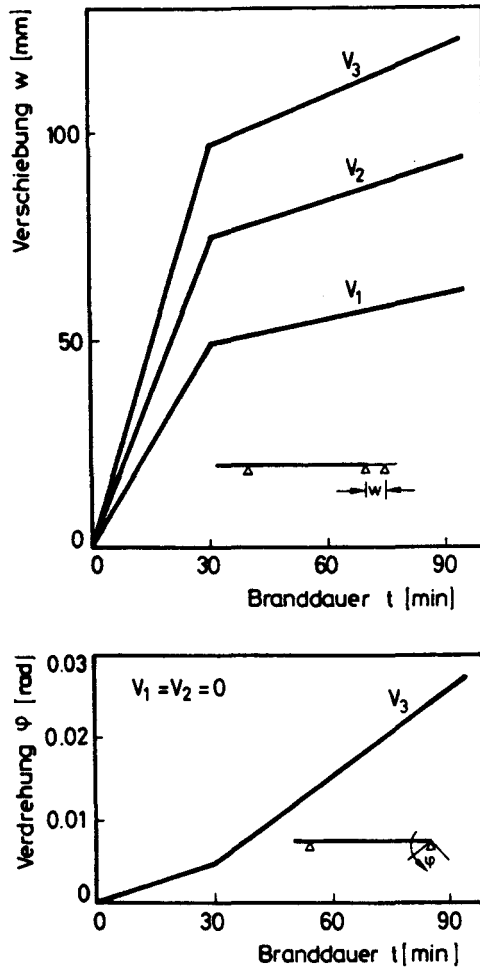


Bild 2.4: Rechenwerte der Verformungen der Stützenköpfe

3 Entwicklung einer praxisgerechten Versuchskonzeption

Durch die Verschiebungen und Durchbiegungen der Deckenkonstruktion bei Brandeinwirkung ergeben sich Zwangbeanspruchungen der Stützen. Die brandbeanspruchten Deckenbereiche können dabei sehr ausgedehnt sein, so daß große Verformungen entstehen. Aufgrund der Konstruktion des Stützen- und Rahmenprüfstands des Instituts für Baustoffe, Mas-

sivbau und Brandschutz der TU Braunschweig war es nicht möglich, die Stützenköpfe direkt zu verschieben. Versuche an einhüftigen Rahmenkonstruktionen können das Brandverhalten von Stützen bei großen Deckenverschiebungen - brandbeanspruchte Deckenkonstruktionen mit bis zu 30 m Länge - infolge der Beschränkung der Riegelängen nicht wiedergeben. Aus diesem Grund wurde eine dem Bauwerksverhalten der Stützen statisch gleichwertige Versuchsanordnung entwickelt.

Der Zwang aus der Verschiebung des Stützenkopfs wurde durch den Zwang aus der gegenseitigen Verdrehung der Stützenendquerschnitte ersetzt. Durch zusätzliche Verdrehung des Stützenkopfes gegenüber dem Stützenfuß konnte das Verformungsverhalten von Randstützen simuliert werden. Bild 3.1 zeigt eine schematische Darstellung der Versuchskörper und der Stützen im Bauwerk während der Brandeinwirkung.

Die Versuchskörper, "Z-Stützen" nach Bild 3.2, hatten am Kopf- und Fußende je einen Kragarm. Diese stellten die Riegel der Deckenkonstruktionen oberhalb und unterhalb des vom Brand betroffenen Geschosses dar. Die Stützenlänge l ist der Abstand der Schwerpunkte der oberen und unteren Stützen/Riegel-Verbindungen und entspricht damit der Geschoßhöhe im Bauwerk. Die Verdrehungen der Stützenendquerschnitte wurden durch verformungsgesteuerte Pressen auf den Kragarmen aufgebracht. Da die Schwerpunkte der Stützen/Riegel-Verbindungen in bestimmten Abständen l_i von den Einleitungspunkten der zentrischen Belastung entfernt waren, erfuhren die Stützenköpfe in den Versuchen außer Verdrehungen φ_i auch Verschiebungen w_i . Die Verschiebungen und Verdrehungen der Endquerschnitte der Versuchskörper ergeben sich aus den Verformungen w_b und φ_b der Stützen im Bauwerk entsprechend den Gleichungen 3.1 bis 3.4 und Bild 3.3.

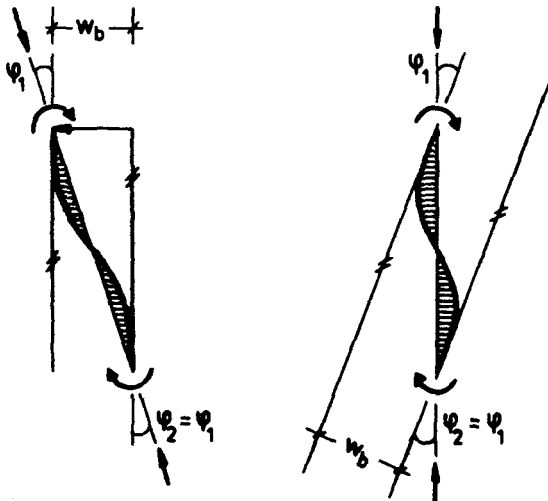
$$\varphi_1 = -w_b / l - \varphi_b \quad (3.1)$$

$$\varphi_2 = -w_b / l \quad (3.2)$$

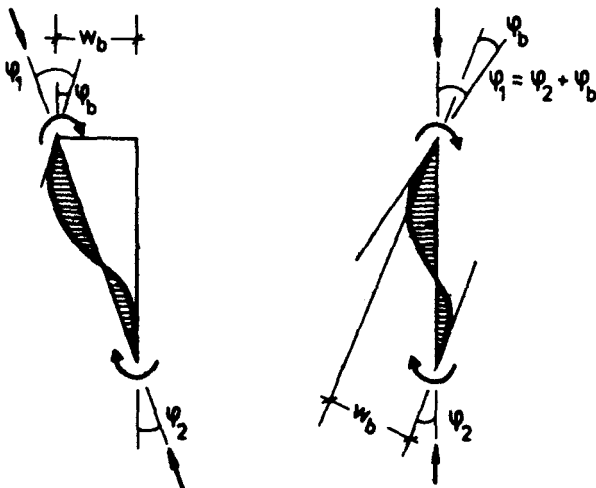
$$w_1 = +\varphi_1 \cdot l_1 \quad (3.3)$$

$$w_2 = -\varphi_2 \cdot l_2 \quad (3.4)$$

Innenstützen



Randstützen



Bauwerk

Versuch

Bild 3.1: Darstellung der Verformungen

- Stütze im Bauwerk und im Versuch -

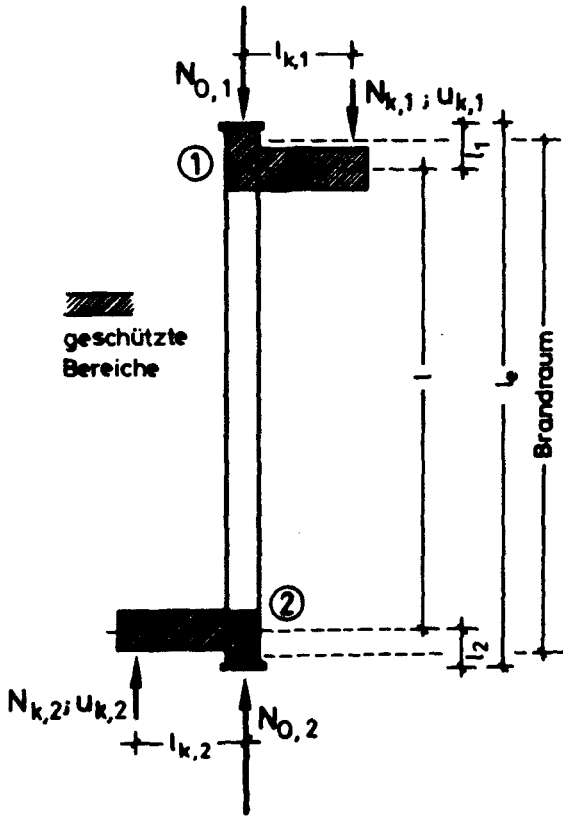


Bild 3.2: Darstellung der Versuchskörperausbildung ("Z-Stützen")

Die zeitabhängigen Zwangsbeanspruchungen der Stützen infolge der Stützenkopferformungen ergeben sich zu:

$$M_1 = -(N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{k,1} \cdot l_{k,1}) \cdot l_1 / l_e + N_{k,1} \cdot l_{k,1} + N_{0,1} \cdot w_1 \quad (3.6)$$

$$M_2 = +(N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{k,1} \cdot l_{k,1}) \cdot l_2 / l_e - N_{k,2} \cdot l_{k,2} + N_{0,2} \cdot w_2 \quad (3.7)$$

Diese Momente und die daraus folgenden Querkräfte stellen die Zwangsschnittgrößen der Stützen im Bauwerk dar, die durch die Stützenkopferformungen während der Brandeinwirkung hervorgerufen werden.

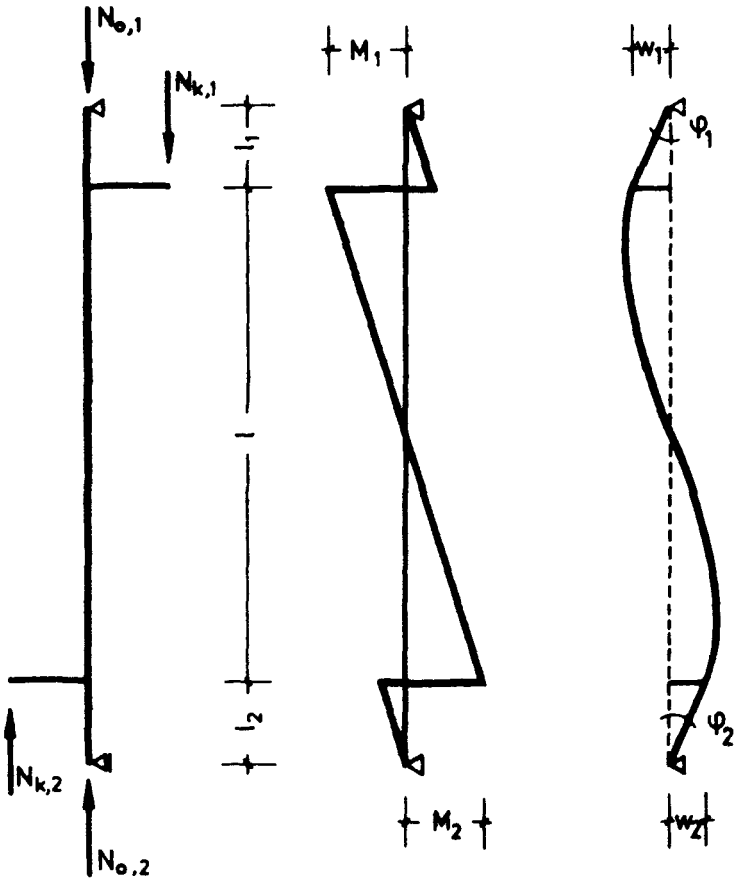


Bild 3.3: Schematische Darstellung der Verformungen der Versuchskörper und der Ermittlung der Zwangsmomente

4 Planung der Versuche

4.1 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen wurden an Stahlbeton- und Stahlstützen vorgenommen. Die Ausbildung der Versuchskörper wurde so gewählt, daß sich Vergleiche mit Versuchen bei definierten Lagerungsbedingungen herstellen ließen. Auf diese Weise konnten die Auswirkungen eines praxisgerechten Stützen/Riegel-Anschlusses auf das Brandverhalten der

Stützen quantitativ beurteilt werden. Die Stützen wurden so ausgebildet bzw. bekleidet, daß sie den Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse F 90 nach DIN 4102 Teil 2 entsprachen. Es wurden die drei in Kapitel 2.2 beschriebenen zeitabhängigen Verläufe für die Stützenkopfverformungen angenommen.

4.1.1 Gruppe IV: Stahlbetonstützen

Die Stützen/Riegel-Anschlüsse der Stahlbetonstützen wurden bei Innenstützen mit durchlaufender Stützen- und Trägerbewehrung nach Bild 4.1 ausgebildet. Bei den Randstützen bildeten Stützen und Träger biegesteife Rahmenecken nach DIN 1045 Abschnitt 15.4.2.

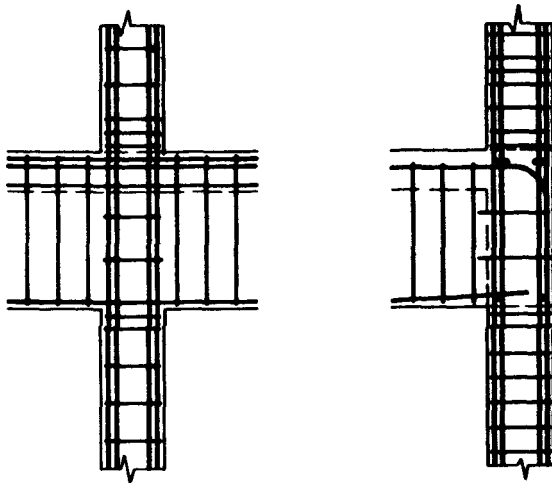


Bild 4.1: Anschlußkonstruktionen Stütze/Riegel der Stahlbetonstützen

Die untersuchten Versuchsparameter sind in Tabelle 4.1 dargestellt.

Parameter	Versuche
Verformungscharakteristik	IV/5 - IV/6 - IV/3 - IV/7
Lastausnutzung	IV/5 - IV/4
Schlankheit	IV/3 - IV/8

Tabelle 4.1: Untersuchte Parameter der Stahlbetonstützen

4.1.2 Gruppe V: Stahlstützen

Der Anschluß der Stahlträger an die Stahlstützen wurde momentenfrei gewählt. Er besteht nur aus einer Stegplatte, die mit dem Steg des Riegels verschraubt und mit dem Steg des Stützenprofils verschweißt wurde. Die Stützen wurden so geprüft, daß die Zwängung um die schwache Achse (z-z Profilachse) auftrat. Alle Stahlstützen wurden kastenförmig mit 20 mm-Vermiculite-Platten bekleidet.

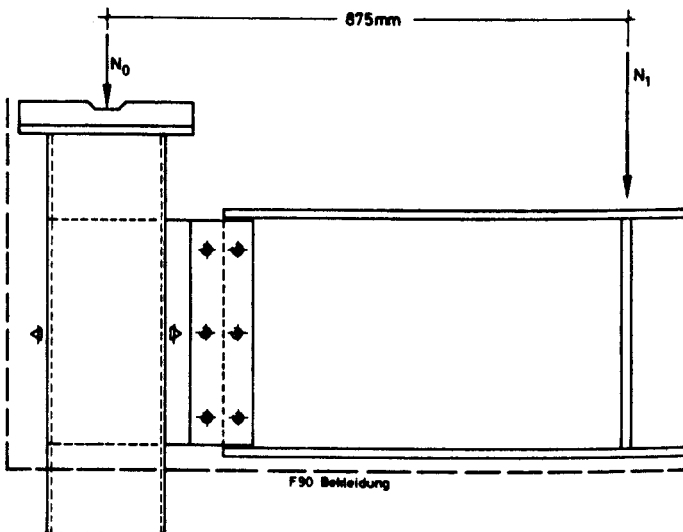


Bild 4.2: Momentenfreie Anschlußkonstruktion Stütze/Riegel der Stahlstützen

Die untersuchten Versuchsparameter sind in Tabelle 4.2 dargestellt.

Parameter	Versuche
Verformungscharakteristik	V/1 - V/2 V/3 - V/6
Querschnittstyp	V/3 - V/4
Schlankheit	V/5 - V/4
Lastausnutzung	V/2 - V/6

Tabelle 4.2: Untersuchte Parameter der Stahlstützen

4.2 Meßprogramm

4.2.1 Temperaturmessungen

Thermoelemente (NiCr-Ni-Mantelthermoelemente), die entsprechend DIN 4102 Teil 2 in drei Meßebenen jeweils 100 mm vor der Bauteiloberfläche angeordnet waren, dienten zur Steuerung der Brandraumtemperaturen (ETK). Die Bauteiltemperaturen wurden in mehreren Meßebenen mit nicht gemantelten Thermoelementen (NiCr-Ni) ermittelt. Zur Messung der Stahltemperaturen wurden die Elemente durch eine Punktschweißung auf dem Stahl lagegenau befestigt. Zur Messung der Betontemperaturen wurden die Thermodrähte mit einer Meßperle versehen und durch Meßleitern in ihrer Lage fixiert. Die Thermoelemente wurden innerhalb der Versuchskörper gebündelt aus dem Brandraum geführt.

4.2.2 Kraft- und Verformungsmessungen

Die zentrische Normalkraft $N_{0,2}$ wurde durch Pressen in die Fußpunkte der Versuchskörper eingeleitet. Die zentrische Normalkraft $N_{0,1}$ im Kopfpunkt wurde über ein Querjoch aufgenommen, das die Last durch Zugstangen in die Fundamente leitete. Stützenkopf und Stützenfuß wurden gelenkig gelagert. Die Lasten $N_{0,i}$ wurden jeweils geometrisch mittig in die Versuchskörper eingeleitet. Alle Versuche wurden mit einer während der gesamten Branddauer konstanten Normalkraft $N = N_{0,2} + N_{k,2}$ durchgeführt.

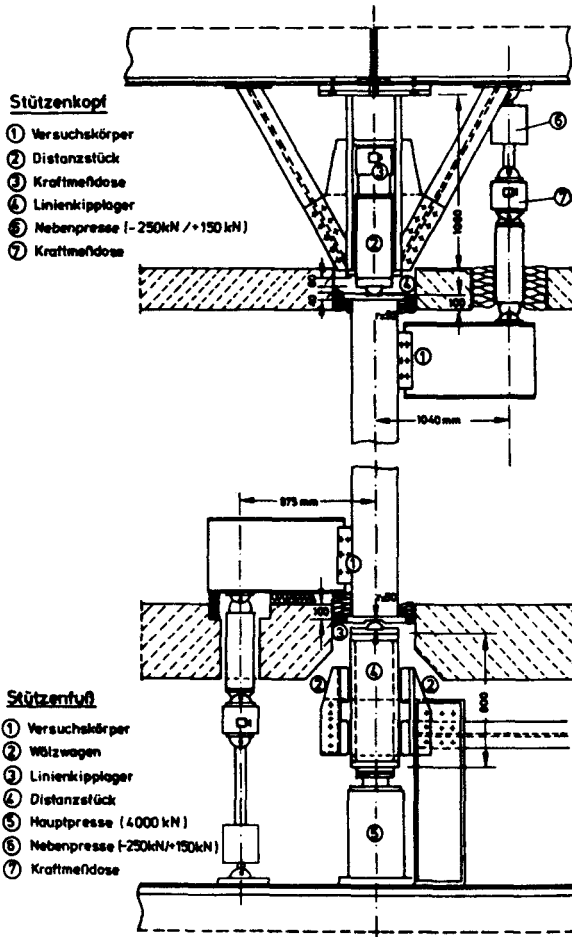


Bild 4.3: Einbau der Versuchskörper im Belastungsgerüst

Die Verformung der Stützen und die Durchbiegungen und Verdrehungen der Kragarme wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Verdrehungen der Kragarme waren die Steuerungsfunktionen der Versuche. Die elastischen Verformungen der Kragarme wurden dabei nicht berücksichtigt. Sie waren sehr klein, etwa 1 %, gegenüber den Verschiebungen infolge der Verdrehung der Knotenpunkte.

Die horizontalen Verformungen der Versuchskörper wurden an drei Stellen optisch mit Kathetometern gemessen. Zwei Meßstellen waren so angeordnet, daß die Verformungen in planmäßiger Biegerichtung verfolgt werden konnten, eine Meßstelle war so angeordnet, daß die Verformung senkrecht zur planmäßigen Biegerichtung verfolgt werden konnte.

Das Verhalten der Versuchskörper konnte während des Brandes durch Fenster beobachtet werden.

5 Beschreibung der Versuchsdurchführung

5.1 Brandraum und Brandbeanspruchung der Stützen

Die Brandversuche wurden im Stützenbrandhaus des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt. Die Höhe des Brandraums betrug bei den Versuchen 4,60 m bzw. 5,60 m. Die Versuchskörper waren entsprechend 4,70 m bzw. 5,70 m lang. Der obere Kragarm wurde vollständig mit Vermiculite-Platten, $d = 20 \text{ mm}$, verkleidet. Der untere Anschlußbereich war bis zur Oberkante der Träger vollständig mit Gasbetonsteinen umstellt. Mit dieser starken Isolierung sollte simuliert werden, daß der untere Anschluß in einem Bauwerk i. a. von der Deckenkonstruktion unterhalb des beflamten Geschosses vor Beflammung geschützt wird. Die Entwicklung der Brandraumtemperaturen entsprach bei allen Versuchen der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 2.

5.2 Durchführung der Brandversuche

Vor Beginn der Brandversuche wurde die zentrische Belastung schrittweise aufgebracht. Die Pressen auf den Kragarmen waren zu diesem Zeitpunkt kräftefrei. Ausgangspunkt für die Kraft- und Verformungsmessung zu Versuchsbeginn war der unter seiner zentrischen Last verformte Versuchskörper. Mit Brandbeginn wurden die Kragarme an den Stützen durch die Pressenkräfte entsprechend der Vorgabe zeitabhängig verdreht. Die Längsdehnung der Versuchskörper, die Ist-Verformung der Kragarme und die auftretenden Kräfte der Pressen auf den Kragarmen wurden während der Branddauer kontinuierlich gemessen.

5.3 Versuchsergebnisse

5.3.1 Temperaturentwicklung

Die Temperaturen der Versuchskörper wurden in mehreren Meßebenen gemessen. Die Brandraumtemperaturentwicklung in Versuchskörperlängsachse und um den Umfang der Versuchskörper war sehr homogen. Da aber die Stützenenden vor thermischer Beanspruchung unterschiedlich geschützt waren, ergaben sich in den Knotenbereichen verschiedene Temperaturentwicklungen. Der obere Knotenbereich hatte aufgrund der geringeren Bekleidung höhere Temperaturen als der untere Knotenbereich. Die Entwicklung der Bauteiltemperaturen aller Versuche sind in der Versuchsdokumentation im IBMB zusammengefaßt.

5.3.2 Zwangmomentenentwicklung

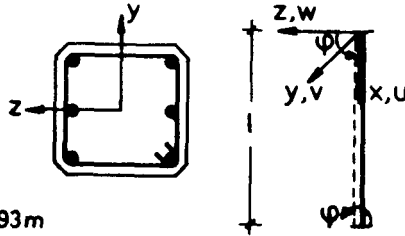
Aufgrund der in Kapitel 2.2 näher beschriebenen Verformungen der Stützenendquerschnitte entstehen zeitabhängig Zwangmomente in den Stützen. Für die Versuche IV/6 und V/1 sind in Bild 5.1 und Bild 5.2 die Verläufe der Zwangmomente in den Stützenendquerschnitten dargestellt. Die entsprechenden Darstellungen und die Ergebnisse der Verformungsmessungen aller Versuche sind in der Versuchsdokumentation im IBMB zusammengefaßt.

$b/d = 30/30 \text{ cm}$

B 25

$A_s/A_b = 2,1 \%$

$N_x = -1056 \text{ kN} \approx 0,78 \cdot \text{zul } N$



Stützenlänge $l = 3,93 \text{ m}$

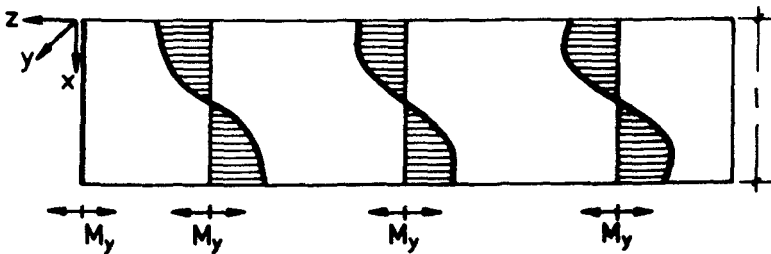
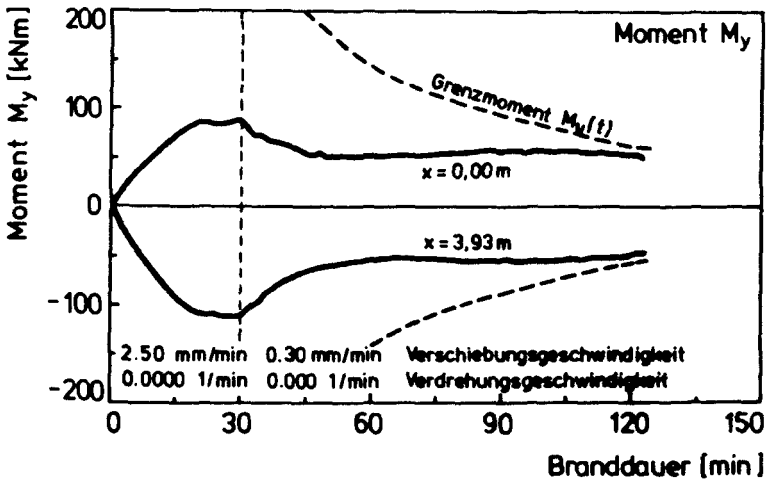
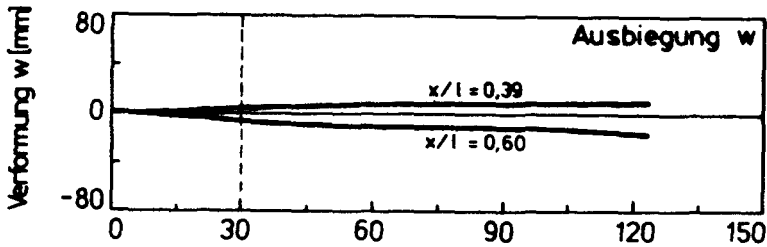
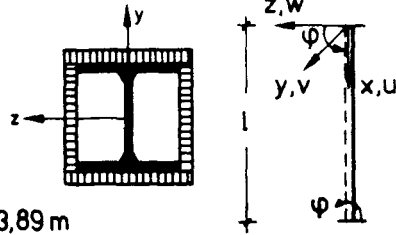


Bild 5.1: Entwicklung der Zwangmomente am Beispiel des Versuchs IV/6

HE 200 B

St 37

$$N_x = -835 \text{ kN} \approx 0,88 \cdot z_{ul} \cdot N$$



Stützenlänge $l = 3,89 \text{ m}$

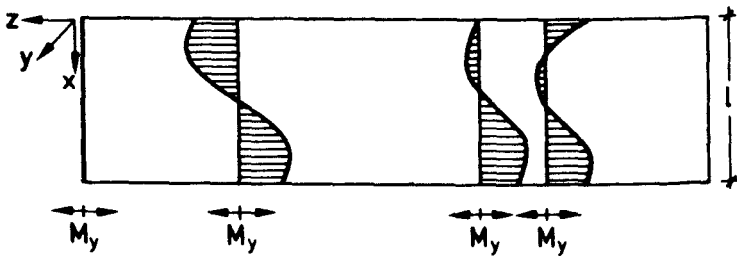
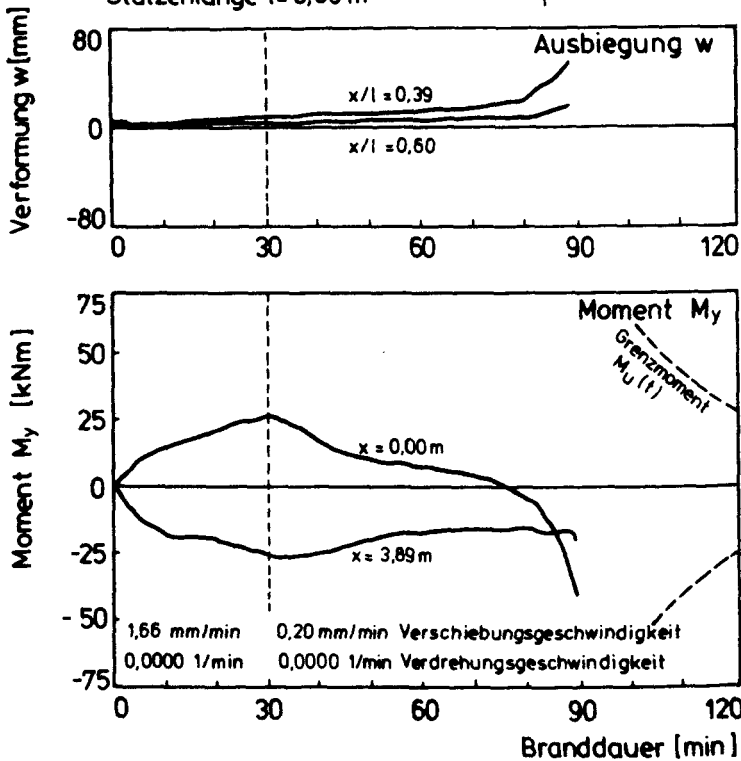


Bild 5.2: Entwicklung der Zwangsmomente am Beispiel des Versuchs V/1

Durch die große Verschiebungsgeschwindigkeit in den ersten 30 min Branddauer bauten sich die Zwangsmomente schnell auf. Nach 30 min Branddauer reduzierte sich die Verschiebungsgeschwindigkeit. Die Zwangsmomente nahmen durch die fortschreitende Materialentfestigung und die sich daraus ergebende Verringerung der Steifigkeit der Stützen mit zunehmender Branddauer ab.

Alle untersuchten Stahlbetonstützen versagten infolge Überschreitung der Grenzschnittgrößen $N_u(t)$ und $M_u(t)$. Das Versagen erfolgte jeweils ohne Vorankündigung. Die horizontalen Verformungen nehmen gegen Versuchsende nicht zu. Die Abnahme der Zwangbeanspruchung während der Branddauer geht nicht auf eine verformungsbedingte Entlastung der Querschnitte, sondern ausschließlich auf die temperaturabhängige Reduzierung der Stützensteifigkeit zurück.

Alle Stahlstützen versagten durch Gleichgewichtsverlust infolge Steifigkeitsabminderung. Die horizontalen Verformungen nahmen gegen Versuchsende deutlich zu. Bei einigen Stützen änderten sich die Vorzeichen der Momente an einem Endquerschnitt. Es bildeten sich, wie in Bild 5.2 dargestellt, stabile Gleichgewichtszustände mit zwei Momentennullpunkten aus.

5.3.3 Versagenszeiten

In den Tabellen 5.1 und 5.2 sind die Versagenszeiten der einzelnen Brandversuche dargestellt.

Tabelle 5.1: Beschreibung des Versuchsprogramms an Stahlbetonstützen

Vers. Nr.	Stützen- querschnitt $b/d/c_{b\ddot{u}}$	n	\emptyset	Bewehrung A_s/A_b	Stützen- länge l	V_i 1)	zul N ²⁾	N_0	$N_0/\text{zul N}$	Versagens- zeit t_u	Bemerkungen
	[cm]		[mm]	[%]	[m]		[kN]	[kN]		[min]	
IV/1	30/30/2	6	20	2,1	3,93	1	- 1.384	- 1.062	0,76	> 93	Abbruch des Versuchs aus technischen Gründen 19. min starke Betonab- platzungen
IV/2	30/30/2	6	20	2,1	3,93	1	- 1.368	- 1.054	0,77	79	
IV/3	30/30/2	6	20	2,1	3,93	3	- 1.772	- 1.479	0,83	79	
IV/4	30/30/2	6	20	2,1	3,93	1	- 1.342	- 710	0,53	152	
IV/5	30/30/2	6	20	2,1	3,93	1	- 1.296	- 1.027	0,79	138	
IV/6	30/30/2	6	20	2,1	3,93	2	- 1.342	- 1.043	0,78	123	
IV/7	30/30/2	6	20	2,1	3,93	3*	- 1.384	- 1.056	0,76	120	
IV/8	30/30/2	6	20	2,1	4,93	3	- 1.636	- 1.239	0,76	104	

1) Verformungscharakteristik nach Kap. 2.2

2) zul N nach DIN 1045 (strenges Verfahren)

* Kopfverdrehung ohne Kopfverschiebung

Tabelle 5.2: Beschreibung des Versuchsprogramms an Stahlstützen

Versuch Nr.	Stützenprofil	Stützenlänge l	$V_i^{1)}$	zul N ²⁾	N_o	$N_o/\text{zul N}$	Versagenszeit t_u	Versagenstemperatur T_u
		[m]		[kN]	[kN]		[min]	[°C]
V/1	HE 200 B	3,90	1	- 952	- 835	0,88	89	580
V/2	HE 200 B	3,90	3	- 980	- 838	0,86	98	600
V/3	HE 200 B	3,90	2	- 1.028	- 1.059	1,03	98	582
V/4	HE 180 M	3,90	2	- 1.125	- 1.027	1,10	119	583
V/5	HE 120 M	3,90	2	- 426	- 427	1,00	97	555
V/6	HE 200 B	3,90	3	- 1.244	- 1,243	1,00	74	501

1) Verformungscharakteristik nach Kapitel 2.2

2) zul N nach DIN 4114 Lastfall HZ

5.4 Nachuntersuchungen

Die Versuchskörper wurden am Tage nach dem Brandversuch aus dem Versuchsstand ausgebaut und fotografiert. Zwei typische Versuchskörper sind in den Bildern 5.3 und 5.4 dargestellt. Die Betondeckung der Bewehrungsstäbe der Stahlbetonstützen wurde nach den Brandversuchen gemessen.



Bild 5.3: Versuchskörper IV/6 (Innenstütze) nach dem Brandversuch

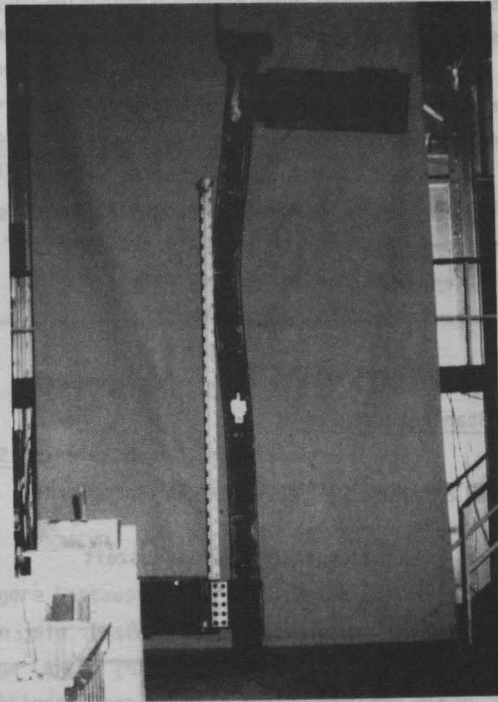


Bild 5.4: Versuchskörper V/1 (Innenstütze) nach dem Brandversuch

6 Interpretation der Ergebnisse

6.1 Vergleichende Parameterstudie der durchgeführten Versuche

In den Tabellen 6.1 bis 6.7 sind vergleichbare Versuche zur Beurteilung des Einflusses der untersuchten Parameter auf das Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen dargestellt. Die Versuche wurden nicht in jedem Fall unter der zulässigen Gebrauchslast durchgeführt. Der Lastausnutzungsgrad bezeichnet das Verhältnis aus vorhandener Belastung N_0 und zulässiger Last N , die entsprechend DIN 1045 und DIN 4114 (Lastfall HZ) ermittelt wurde. Weiterhin ist zu beachten, daß es nicht in jedem Fall möglich war, die Einflüsse der einzelnen Parameter zu isolieren. Mit der Verwendung eines anderen Stahlprofils verändert man z. B. auch die Schlankheit.

6.1.1 Gruppe IV: Stahlbetonstützen

6.1.1.1 Einfluß der Verformungscharakteristik

Versuch	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_0/\text{zul } N$	Versagenszeit t_u /min/
IV/5	1	0,79	138
IV/6	2	0,78	123
IV/3	3	0,83	79
IV/7	3*	0,76	120

3* Kopfverdrehung mit geringer Kopfverschiebung

Tabelle 6.1: Einfluß der Verformungscharakteristik

Stahlbetonstützen 30/30 cm, $A_s/A_b = 2\%$, $l = 3,90$ m

Innenstützen (v_1 und v_2) haben während der Brandeinwirkung eine nahezu symmetrische s-förmige Biegelinie, deren Verlauf nur durch die temperaturbedingte, unterschiedliche Steifigkeit der Stützenenden etwas asymmetrisch wird. Randstützen (v_3 und v_3^*) erfahren außer der Kopfverschiebung noch eine Kopfverdrehung. Aufgrund der asymmetri-

schen Biegelinie haben sie bei sonst gleichen Bedingungen geringere Feuerwiderstandzeiten. Die Versagenszeiten sind abhängig von der Größe der aufgetragenen Kopfverschiebung. Der Vergleich der Versuche für Innen- und Randstützen zeigt, daß sich die Feuerwiderstandzeiten bei den größeren Verschiebungen (v_2 und v_3) gegenüber den geringeren (v_1 und v_3^*) reduzieren.

6.1.1.2 Einfluß der Lastausnutzung

Versuch	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_o/\text{zul } N$	Versagenszeit t_u /min/
IV/5	1	0,79	138
IV/4	1	0,53	152

Tabelle 6.2: Einfluß der Lastausnutzung

Stahlbetonstützen 30/30 cm, $A_s/A_b = 2 \%$, $l = 3,90$ m

Eine geringere Lastausnutzung hat höhere Feuerwiderstandszeiten zur Folge, wenn die Lasten im baupraktisch üblichen Bereich bleiben. Sehr geringe Lasten (N unterhalb des sogenannten "balance-points" der M/N -Interaktionskurven) können allerdings zu einer Reduzierung der Feuerwiderstandsdauer führen.

6.1.1.3 Einfluß der Schlankheit

Versuch	Schlankheit s_K/d	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_o/\text{zul } N$	Versagenszeit t_u /min/
IV/3	13,1	3	0,83	79
IV/8	16,4	3	0,76	104

Tabelle 6.3: Einfluß der Schlankheit

Stahlbetonstützen 30/30 cm, $A_s/A_b = 2 \%$

Der Einfluß der Stützenschlankheit auf das Brandverhalten von Stahlbetonstützen kann nur durch Variation der Stützenlänge untersucht werden, da eine Variation des Stützenquerschnitts auch eine Veränderung des Durchwärmungsverhaltens beinhaltet. Da die Entwicklung der Zwangsmomente steifigkeitsabhängig ist, erfuhren längere Stützen bei gleicher Kopfpunktverformung geringere Zwängungen. Daraus ergaben sich, in Abweichung von den Ergebnissen bei definierten Lagerungsbedingungen [7], längere Feuerwiderstandszeiten bei größer werdender Stützenschlankheit.

6.1.2 Gruppe V: Stahlprofile

6.1.2.1 Einfluß der Verformungscharakteristik

Versuch	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_o/zul\ N$	Versagenstemp. T_u /°C/
V/1	1	0,88	580
V/2	3	0,86	600
V/3	2	1,03	582
V/6	3	1,00	501

Tabelle 6.4: Einfluß der Verformungscharakteristik
Stahlstützen Profil HE 200 B

Durch die Stützenkopfverformungen v_1 und v_2 wird das Brandverhalten von Innenstützen, durch die Verformung v_3 das Brandverhalten von Randstützen dargestellt. Da Randstützen außer der Kopfverschiebung noch eine Kopfverdrehung erfahren, haben sie bei sonst gleichen Bedingungen etwas geringere Versagenstemperaturen. Versuch V/2 (v_3) hat davon abweichend eine vergleichsweise hohe Versagenstemperatur.

6.1.2.2 Einfluß der Querschnittstyps (HE-B oder HE-M)

Versuch	HE	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_0/\text{zul } N$	Versagenstemp. T_u /°C/
V/3	200 B	2	1,03	582
V/4	180 M	2	1,10	583

Tabelle 6.5: Einfluß der Querschnittstyps der Stahlstützen

Bei gleicher Stützenlänge ergeben sich für die Profile HE 200 B und HE 180 M neben der Variation des Profiltyps auch unterschiedliche Stützenschlankheiten (HE 200 B $\lambda = 77$, HE 180 M $\lambda = 82$). Ein signifikanter Einfluß dieser Parameter auf die Versagenstemperaturen der Stützen ist nicht feststellbar.

6.1.2.3 Einfluß der Schlankheit

Versuch	HE	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_0/\text{zul } N$	Schlankheit	Versagenstemp. T_u /°C/
V/5	120 M	2	1,00	120	555
V/4	180 M	2	1,10	82	583

Tabelle 6.6: Einfluß der Schlankheit der Stahlstützen

Bei etwas größerem Lastausnutzungsgrad ergeben sich experimentell bei der gedrungeneren Stütze höhere Versagenstemperaturen als bei der schlankeren.

6.1.2.4 Einfluß der Lastausnutzung

Versuch	HE	Verformung v_i	Lastausnutzung $N_0/zul\ N$ /-/	Versagenstemp. T_u /°C/
V/2	200 B	3	0,86	600
V/6	200 B	3	1,00	501

Tabelle 6.7: Einfluß der Lastausnutzung der Stahlstützen

Der Vergleich zeigt, daß eine Lastreduzierung zu nennenswert höheren Versagenstemperaturen führt.

6.2 Vergleich mit Versuchen bei definierten Lagerungsbedingungen

Um eine Wertung der Ergebnisse der Brandversuche an Verbundstützen bei praxismgerechter Lagerung vornehmen zu können, wird ein Vergleich mit Versuchen bei definierten Lagerungsbedingungen vorgenommen. In den nachfolgenden Tabellen 6.8 und 6.9 werden Versuche gegenübergestellt, die sich hinsichtlich ihrer Querschnittsbildung, Stützengänge und Lastausnutzung etwa entsprechen.

Der Vergleich der Versagenszeiten der beiden Versuchsprogramme zeigt, daß Innenstützen (Verformung v_1 und v_2) sich wie beidseitig eingespannte Stützen (Euler-Fall 4) und Randstützen (Verformung v_3) sich wie einseitig gelenkig gelagerte, einseitig eingespannte Stützen (Euler-Fall 3) verhalten.

Versuche mit definierten Lagerungsbedingungen /7/

Lagerung Euler-Fall	Lastausnutzung $N_0/\text{zul } N$	Einbaulänge l /m/	Exzentrizität e_0 /mm/	Versagenszeit t_u /min/
2	0,74	3,76	30	86
2	1,11	4,70	10	57
2	0,68	4,76	15	85
2	0,68	4,76	30	69
2	0,68	4,76	30	80
2	0,75	4,76	30	63
3	0,78	3,80	30	111
3	0,87	3,80	50	125
3	0,68	4,76	15	160
2*	0,62	4,76	+30	135

* gegenseitige Lastexzentrizität mit s-förmiger Biegelinie

Versuche mit praxisgerechten Lagerungsbedingungen

Verformung v_i	Lastausnutzung $N_0/\text{zul } N$	Einbaulänge l /m/	Versagenszeit t_u /min/
1	0,79	3,93	138
2	0,78	3,93	123
3	0,83	3,93	79
3	0,76	4,93	104

zul N nach strengem Verfahren nach DIN 1045

Tabelle 6.8: Vergleich der Ergebnisse von Brandversuchen an Stahlbetonstützen 30/30 cm mit 2 % Bewehrungsgehalt

Stahlbetonstützen mit hochbauüblichen Querschnittsabmessungen, $b/d = 30/30$ cm, und Längen, 3,70 m bis 4,90 m, versagten bei praxisgerechter Lagerung durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen $N_u(t)$ und $M_u(t)$ im Anschlußbereich. Die Größe des Verschiebungswegs hat deshalb naturgemäß Einfluß auf die Versagenszeit. Die Grenzschnittgrößen werden bei größeren Verschiebungswegen schon bei einer geringeren Branddauer erreicht. Stahlbetonstützen dieser Querschnittsabmessungen und Einbaulängen versagten bei Versuchen mit definierten Lagerungsbedingungen ebenfalls durch Überschreiten der Grenzschnittgrößen im am stärksten beanspruchten Querschnitt auf der freien Stützenlänge. Ein Vergleich zeigt, daß die Versagenszeiten der Stützen, die unter praxismgerechten Lagerungsbedingungen geprüft wurden, auch bei großen Verschiebungswegen deutlich über denen der Versuche, die für beidseitig gelenkige Lagerung bemessen und unter diesen Bedingungen geprüft werden, liegen. Auch für Stahlbetonstützen gilt, daß die Beurteilung von Innenstützen im Brandfall bei Lagerungsbedingungen entsprechend Euler-Fall 4 und für Randstützen entsprechend Euler-Fall 3 vorgenommen werden kann.

Die Stützen im obersten Geschoß eines Gebäudes werden nur an ihrem unteren Auflagerpunkt wirksam an der freien Rotation gehindert. Deshalb kann für das oberste Geschoß von Stahlbeton- und Stahlbauwerken empfohlen werden, für Innenstützen und Randstützen den Euler-Fall 3 anzunehmen.

Die Folgerungen aus diesem Bericht sind auf horizontal ausgesteifte Bauwerke anzuwenden. In abweichenden Fällen sind ergänzende Überlegungen erforderlich.

7 Literaturverzeichnis und Normen

- /1/ Hoffend, F.; Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Neue Prüfvorschriften für Stahlstützen bei Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2. DIN-Mitteilungen 63, Nr. 3, 1984.
- /2/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Betonverlag GmbH, Düsseldorf, 1981.

- /3/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Holz-Brandschutz-Handbuch. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., München, 1983.
- /4/ Preliminary Draft of an Appendix to the CEB-FIP Model Code, "Design of Concrete Structures for Fire Resistance". Comité Euro-International du Béton (Bulletin d'Information), 1982.
- /5/ EKS-Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures, "European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures". Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- /6/ Haß, R.; Quast, U.: Brandverhalten von Verbundstützen mit Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützen/Riegel-Verbindungen. Projekt BMFT -Förderkennziffer BAU 6004 / Studiengesellschaft P 86 - Akt. 2.2, 1985.
- /7/ Haß, R.; Klingsch, W.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977 und 1978 - 1980, TU Braunschweig.
- /8/ Hoffend, F.: Das Brandverhalten von Stahlstützen - Versuche und Berechnung. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977, 1978 - 1980, 1981 - 1983, TU Braunschweig.
- DIN 1045 "Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung", Ausgabe Dezember 1978
- DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen"
 Teil 2: "Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen", Ausgabe September 1977
 Teil 4: "Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile", Ausgabe März 1981
- DIN 4114 "Stahlbau: Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen", Ausgabe Juli 1952 mit dem Ergänzungserlaß von 1973

Brandversuche an Stahlbeton- und Verbundstützen

von

Dr.-Ing. R. Haß

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Allgemeines.....	1
2 Brandversuche an Stahlbetonstützen.....	1
3 Brandversuche an Verbundstützen.....	6
3.1 Vorhandene Versuchs- und Beurteilungserfahrungen.....	6
3.2 Ergänzende experimentelle Untersuchungen an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen.....	10
3.3 Ergänzende experimentelle Untersuchungen an einer Sonderform von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen.....	16
4 Literaturverzeichnis.....	17

1 Allgemeines

Die in diesem Beitrag beschriebenen Brandversuche vervollständigen die im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" gewonnenen Erkenntnisse zum Brandverhalten von Stahlbetonstützen /1/ und die im Rahmen der Forschungsprojekte der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, /2, 3/ und den Firmen TRADE ARBED und ARBED Recherches, Luxemburg, /4 bis 7/ gewonnenen Erkenntnisse zum Brandverhalten von Verbundstützen mit unterschiedlicher Querschnittsausbildung. Es liegen hiermit die Ergebnisse von insgesamt 53 Brandversuchen an Stahlbetonstützen und 98 Brandversuchen an Verbundstützen vor, die im Stützenbrandhaus des Sonderforschungsbereichs 148 bei definierten Bedingungen - Lagerung eingespannt oder gelenkig, gleichmäßige Beflammung über den Umfang und längs der Stützenachse, exakte Kenntnis der Materialkennwerte - vor. Neben der experimentellen Absicherung des Brandverhaltens dieser Bauteile konnte aufgrund des vorliegenden Datenmaterials ein analytisches Rechenverfahren /8/ entwickelt werden, das das Brandverhalten stabförmiger Bauteile aus Stahl und/oder Beton zutreffend beschreiben kann.

Die im Stützenbrandhaus des SFB 148 durchgeführten, ergänzenden Versuche hatten definierte Lagerungsbedingungen. Die gelenkige Lagerung der Stützen wurde durch ein Stahlhalbrund mit einem Radius von 45 mm und einer entsprechenden Nut gewährleistet. In dieser Konstruktion entstehen bei Verdrehung nur geringe Reibverluste infolge des Gleitens des Halbrunds in der Nut. Der Ort der Lasteinleitung ist während des Verdrehvorganges durch einseitiges Anlegen des Halbrunds an nur eine der seitlichen Kanten der Nut nicht eindeutig definiert. Eine Einspannung der Endauflager wurde im Regelfall durch Verschrauben einer mit der Stütze biegesteif verbundenen Kopfplatte an das obere Querjoch des Belastungsgerüsts erreicht.

2 Brandversuche an Stahlbetonstützen

Bei den in Tabelle 1 beschriebenen Brandversuchen an Stahlbetonstützen wurden die im folgenden, beschriebenen Parameter untersucht.

Nr.	h/d/c _{bü}	Bewehrung			Betonstahl		Beton		l	e _o	zul N
		n	φ	u	R _{eH}	R _m	β _{W,t}	β _R			
	/cm/		/mm/	/‰/	/N/mm ² /		/N/mm ² /		/m/	/mm/	/kN/
34	30/30/2	6	20U	2,1	469	712	50	29	4,76	-50	-897
35	30/30/2	6	20U	2,1	461	699	50	29	4,76	-120	-565
36	30/30/2	6	20U	2,1	449	687	50	29	4,76	-30	-1071
37	30/30/2	6	20U	2,1	404	668	46	28	4,76	-5	-1296
38	30/30/2	6	20U	2,1	452	683	51	29	3,76	-5	-1504
39	30/30/2	6	20U	2,1	465	722	51	29	3,76	-5	-1513
40	30/30/2	6	20U	2,1	452	720	51	29	3,76	-5	-1504
41	30/40/2	6	20U	1,6	451	717	53	29	3,70	-50	-1252
42	30/30/2	6	20U	2,1	505	783	42	26	4,70	-5	-1299
43	30/30/2	6	14U	1,0	503	770	38	26	4,70	-10	-984
44	30/30/2	6	20U	2,1	526	728	38	24	4,70	-10	-1183
45	30/30/2	6	14U	1,0	503	570	38	24	4,70	-150	-284
46	30/30/2	6	20U	2,1	526	728	38	24	4,70	-150	-462
47	20/20/1,5	6	14U	2,3	480	627	50	29	5,71	-100	-127
48	20/20/1,5	6	14U	2,3	477	631	50	29	5,71	-10	-280
49	20/20/1,5	6	14U	2,3	480	628	50	29	5,71	-50	-180
50	20/20/1,5	6	14U	2,3	482	629	50	29	5,71	-10	-280
51	20/20/1,5	6	14U	2,3	485	625	50	29	5,71	-50	-180
52	20/20/1,5	6	14U	2,3	478	628	50	29	5,71	-10	-280

Nr.	l	e _o	N _o	N _o /zul N	Lagerung	t _u	Bemerkungen
	/m/	/mm/	/kN/	/-/	Euler-Fall	/min/	
34	4,76	-50	-1229	1,37	2	14	
35	4,76	-120	-766	1,36	2	13	
36	4,76	-30	-1227	1,15	2	28	
37	4,76	-5	-1224	0,94	2	48	
38	3,76	-5	-1300	0,86	2	130	Bügelabstand a _{bü} = 12 cm
39	3,76	-5	-1695	1,12	2	93	Bügelabstand a _{bü} = 18 cm
40	3,76	-5	-1695	1,13	2	57	Abplatzung
41	3,70	-50	-1430	1,14	3	107	
42	4,70	-5	-1548	1,19	2	38	
43	4,70	-10	-970	0,99	2	55	
44	4,70	-10	-1308	1,11	2	57	
45	4,70	-150	-280	0,99	2	49	
46	4,70	-150	-465	1,01	2	50	
47	5,71	-100	-140	1,10	2	31	
48	5,71	-10	-245	0,88	2	40	
49	5,71	-50	-172	0,96	2	35	
50	5,71	-10	-175	0,63	2	49	
51	5,71	-50	-122	0,68	2	52	
52	5,71	-10	-128	0,46	2	72	

Tabelle 1: Zusammenstellung der Ergebnisse der Brandversuche an Stahlbetonstützen (zul N nach DIN 1045 Abschnitt 17.4 (strenges Verfahren))

Einfluß einer gegenüber DIN 1045 erhöhten Belastung

Die Versuche mit der Nr. 34 bis 36, 39 bis 41, 44, 46 und 47 haben eine gegenüber der Bemessung nach DIN 1045 (12.78) Abschnitt 17.4 erhöhte Auslastung. In Bild 1 ist die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer nahezu mittig belasteter Stahlbetonstützen mit mittlerer Schlankheit ($\lambda = 55$) von der Lastausnutzung angegeben.

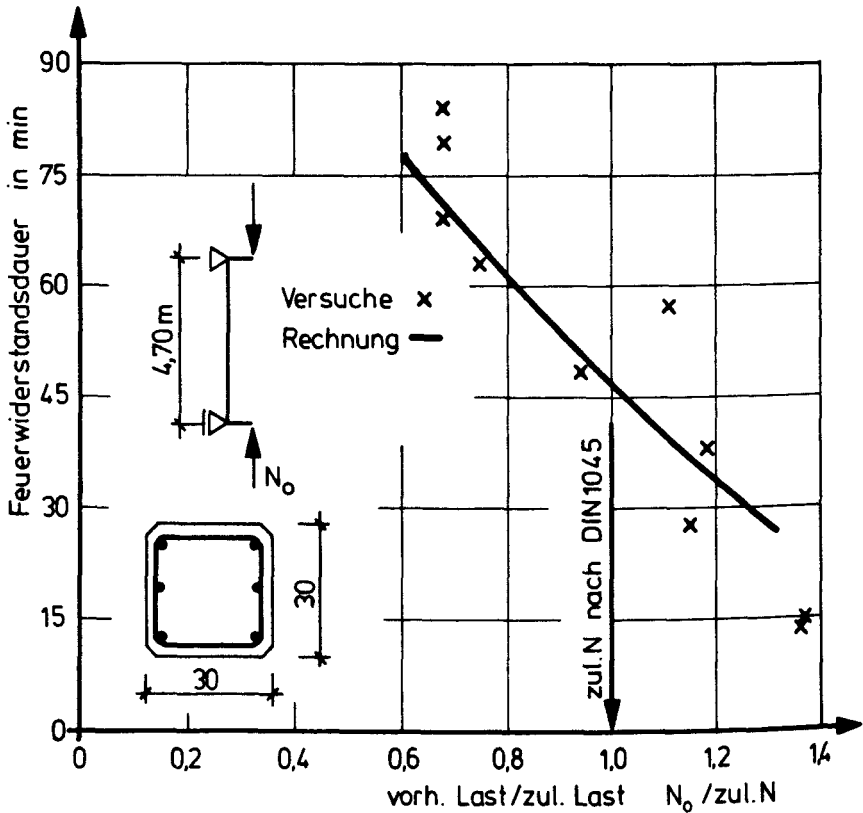


Bild 1: Darstellung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen in Abhängigkeit von der Lastausnutzung $N_0/zul. N$ (zul. N nach DIN 1045 Abschnitt 17.4 (strenges Verfahren))

Die Stützen waren nach den Angaben DIN 4102 Teil 4 (03.81) Abschnitt 3.14.2 für die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse "F 90" bemessen worden. Die brandschutztechnische Dimensionierung

der Stützen nach dieser Norm beruht im wesentlichen auf Versuchen, die in den Jahren 1936 bis 1966 bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin und der Fire Research Station in Borehamwood, Großbritannien, durchgeführt wurden. Bei der Durchführung dieser Brandversuche wich man von den angenommenen Prüfbedingungen ab. Während der Versuche wurden beide Stützenenden vollflächig aufgelagert. Baustatisch ist diese Lagerung als gelenkig anzusehen, da keine planmäßigen Biegemomente übertragen werden können. Im Sinne einer prüftechnischen Bewertung waren die Endauflager der Stützen aber rotationsbehindert und nicht eindeutig definiert gelagert. Die Auswirkungen der Klassifizierung von Stahlbetonstützen aufgrund dieser unscharfen Prüfbedingungen wurden untersucht /9/. Schon bei hochbauüblichen Stützenlängen erfüllen deshalb solche Stützen bei definiert gelenkiger Lagerung, sogenannten "praxisgerechten" Lagerungsbedingungen /9, 10/, nicht mehr die an sie gestellten brandschutztechnischen Anforderungen. Die Feuerwiderstandsdauer solcher Stahlbetonstützen mittlerer Schlankheit liegt bei weniger als 60 min. Eine Abminderung der Versuchslast führt naturgemäß zu höheren Feuerwiderstandszeiten. Bemerkenswert ist aber, daß eine Erhöhung der Last auf etwa das 1,4-fache der zulässigen Last (d. h. bezogen auf die rechnerische Bruchlast einen Sicherheitsbeiwert von 1,25) eine Reduzierung der Feuerwiderstandsdauer auf 13 bzw. 14 min bewirkte.

Einfluß eines geringen Bewehrungsgehaltes

Die Stützen mit der Nr. 43 und 45 hatten gegenüber den übrigen Stützen des Versuchsprogramms einen reduzierten Bewehrungsgehalt ($A_s/A_b = 1,0 \%$ gegenüber $A_s/A_b = 2,1 \%$). Numerische Voruntersuchungen /8/ hatten daraufhingedeutet, daß ein geringer Bewehrungsgehalt (Mindestbewehrung nach DIN 1045 $A_s/A_b = 0,8 \%$) bei gleicher Bewehrungsanordnung den Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen beeinträchtigt. Dieses Verhalten konnte durch die o. g. Versuche experimentell bestätigt werden.



Bild 2: Stahlbetonstütze mit geringem Bewehrungsgehalt nach dem Brandversuch (Riß der Längsbewehrung im Bruchquerschnitt)

Da die Lastausnutzung der Versuchskörper bezogen auf die nach DIN 1045 zulässige Last nicht einheitlich war, ist eine Beurteilung des Brandverhalten aufgrund der in Tabelle 1 angegebenen Ergebnisse nicht direkt möglich. Rechnerisch ergibt sich bei 1,0-facher Last-

ausnutzung eine Reduzierung der Feuerwiderstandsdauer bei nahezu mittig belasteten Stützen ($e_o = 10 \text{ mm}$) von 63 min ($A_s/A_b = 2,1 \%$) auf 55 min ($A_s/A_b = 1,0 \%$). Bei exzentrisch belasteten Stützen hatte die Reduzierung der Bewehrung keine Auswirkung auf die Feuerwiderstandsdauer.

Beim Ausbau der Stützen mit dem geringen Bewehrungsgehalt aus dem Versuchsstand, d. h. nach dem Erkalten der Versuchskörper, wurde festgestellt, daß die Längseisen ($d_s = 14 \text{ mm}$) im Bruchquerschnitt gerissen waren. In Bild 2 ist zu erkennen, daß der Riß im Bereich der größten Krümmung aufgetreten war. Risse der Bewehrung waren bei Verwendung von Stäben mit größerem Durchmesser bei keinem Brandversuch an Stahlbetonstützen aufgetreten. Nachuntersuchungen der verwendeten Stäbe ($d_s = 14 \text{ mm}$) ergaben, daß es sich um handelsübliche Betonstähle mit ausreichenden mechanischen Kennwerten gehandelt hatte.

Einfluß einer großen Stützenschlankheit

Die Versuche mit der Nr. 47 bis 52 waren im Vergleich zu den Stützen des übrigen Versuchsprogramms sehr schlank ($s_k/d = 28,6$, $\lambda = 99$ gegenüber $s_k/d = 12,5$ bis $15,8$, $\lambda = 44$ bis 55). Mit diesen Versuche sollte das Rechenprogramm STABA-F /8/ im Bereich sehr großer Stützenschlankheiten überprüft werden. Die Versuche wurden bei zentrischer und exzentrischer Normalkraftbeanspruchung durchgeführt. Die Stützen wurden so belastet, daß Versagenszeiten von etwa 30 bis 60 min erreicht wurden. Der bekannte Tatbestand, daß die Schlankheit den überwiegenden Einfluß auf den Brandwiderstand von Stützen hat /9, 10/, konnte durch diese Versuche noch einmal bestätigt werden.

3 Brandversuche an Verbundstützen

3.1 Vorhandene Versuchs- und Beurteilungserfahrungen

Die Bemessung und Ausführung von Verbundstützen bei Raumtemperatur ist durch DIN 18 806 "Verbundkonstruktionen", Teil 1 "Verbundstützen", Ausgabe März 1984, geregelt. Bei Verbundbauteilen werden beide Konstruktionsbaustoffe - Stahl und Beton - zur Tragwirkung herangezogen. Sie vereinen Vorteile der traditionellen Stahlbeton- und

Stahlbauweise. Für Stahl sind die hohe Tragfähigkeit und daraus folgend der geringe Raumbedarf, die hochentwickelte Anschlußtechnik und die Möglichkeit der Vorfertigung als Vorteile zu nennen. Beton verhindert infolge der geringen Temperaturleitfähigkeit dagegen eine rasche Durchwärmung der Querschnitte, beläßt die Möglichkeit einer leichten Formgebung und ist in der Lage, im Brandfall zusätzliche Kräfte aufzunehmen. Verbundstützen können bei geeigneter Ausbildung ohne Bekleidungs- oder Beschichtungsmaßnahmen feuerbeständig ("F 90") ausgebildet werden. Bei der Erarbeitung des zur Zeit gültigen Teils 4 der DIN 4102, einem Katalog brandschutztechnisch klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, lagen noch nicht ausreichend Erkenntnisse zum Verhalten von Verbundstützen bei Brandbeanspruchung vor. Sie konnten in dieser Norm daher noch nicht behandelt werden. Auf der Grundlage umfangreicher Versuchserfahrungen /2/ konnten Traglasttafeln und -tabellen für Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen und aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen erstellt werden /11/, in denen Lasten zugehörig zu Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102 angegeben werden.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der in den letzten Jahren in Braunschweig durchgeführten Untersuchungen zum Brandverhalten von Verbundbauteilen angegeben. Im europäischen Ausland wurden weitere Brandversuche an Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen /12/ und aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen /13 bis 15/ durchgeführt.

Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen (Bild 3a) mit Außenabmessungen von mehr als 220 mm x 220 mm können bei wirtschaftlich vertretbarer Abminderung der zulässigen Gebrauchslast im Brandversuch bis 90 Minuten Feuerwiderstandsdauer und mehr erreichen. Die Lastabminderung wird mit zunehmender Querschnittsfläche des Verbundstützenprofils geringer. Die Wanddicke des Hohlprofils sollte möglichst dünn, und als Stahlgüte des Hohlprofils sollte St 37 gewählt werden. Die Verwendung stärkerer Wanddicken oder höherwertiger Stähle bringt brandschutztechnisch keine Vorteile - eher Nachteile. Es wird empfohlen, den Betonkern nennenswert mit Betonstahl zu bewehren. Die Wahl einer Betongüte mit hoher Festigkeit ist aus brandschutztechnischer Sicht vorteilhaft. Der Bewehrungskorb ist so zu verbügeln, daß die Stähle in ihrer Lage fixiert sind. Die Bügel haben sonst keine statischen Funktionen. Im Bereich des Kopf- und Fußpunkts der Stüt-

zen sind Löcher in den Hohlprofilen anzubringen. Sie dienen als Dampfaustrittsöffnungen und verhindern damit eine vorzeitige Zerstörung des Stahlrohrs bei Brandeinwirkung.

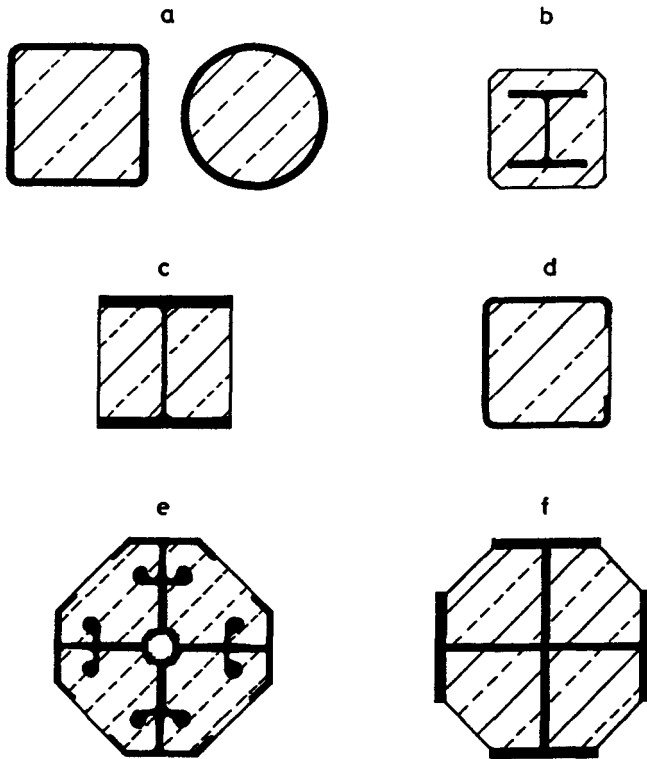


Bild 3: Querschnitte von Verbundstützen

Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen (Bild 3b) können in der Regel ohne Abminderung der zulässigen Gebrauchslast bei 50 mm Betondeckung des Stahlprofils der Feuerwiderstandsklasse "F 90" zugeordnet werden, sofern Walzprofile der Gruppe HE-B oder massiger zur Verwendung kommen und ein geringer Betonstahlanteil ($A_s/A_b < 2\%$) gewählt wird. Die Stützen sind entsprechend DIN 1045 zu verbügeln. Das Brandverhalten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen kann durch verschiedene Maßnahmen brandschutztechnisch sinnvoll optimiert werden. Hierzu zählt z. B. die Wahl massiger Profile hoher Stahlgüte und Beton mittlerer Güte mit geringem Bewehrungsgehalt.

Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen (Bild 3c) mit Außenabmessungen von mehr als 240 mm x 240 mm können bei wirtschaftlich vertretbarer Abminderung der zulässigen Gebrauchslast im Brandversuch 90 Minuten Feuerwiderstandsdauer und mehr erreichen. Die erforderliche Lastabminderung wird mit wachsenden Außenabmessungen des Profils und abnehmendem Traglastanteil der Profilflansche geringer. Die Flansche der Stahlprofile sind direkter Beflammung ausgesetzt und verlieren infolgedessen sehr schnell ihre Tragfähigkeit. Es ist also aus brandschutztechnischer Sicht günstig, Stahlprofile mit einem dicken Steg und einem vergleichsweise dünnen Flansch zu verwenden und die Querschnitte mit einem nennenswerten Betonstahlanteil bei genügender Betondeckung zu versehen. Die Bewehrung ist zu verbügeln. Um den Kammerbeton gegen Herausfallen zu sichern, muß er verankert werden. Als sinnvoll und praxisgerecht haben sich drei Maßnahmen erwiesen. Einmal können die Bügelschenkel mit dem Profilsteg verschweißt werden. Eine andere Möglichkeit ist das Aufschweißen von Betonankern oder Kopfbolzen auf den Profilsteg. Der Beton kann auch wirksam dadurch verankert werden, daß dünne Bewehrungsstäbe durch Löcher im Profilsteg gesteckt und jeweils in Höhe der Bügelaußenkanten abgebogen werden. Diese Steckhaken sind zweckmäßigerweise am Bewehrungskorb zu befestigen. Werden große Momente ($e_0 \geq b/6$) so in die Stützen eingeleitet, daß sie sich senkrecht zur Stegachse ausbiegen, muß eine verstärkte Verankerung des Kammerbetons vorgesehen werden. Dies kann z. B. dadurch geschehen, daß die Bügel durch Löcher im Steg durchgesteckt werden oder daß der Kammerbeton der Stützen z. B. durch die Decke fugenlos umschlossen wird /7/.

Verbundstützen aus betongefüllten C-Profilen (Bild 3d) können nur unter Verwendung von Profilen mit Außenabmessungen von mindestens 240 mm x 240 mm Feuerwiderstandszeiten von 90 Minuten erreichen. Dieser Stützentyp ist für die Bemessung im Kaltzustand noch nicht genormt. In der Baupraxis hat er sich wohl auch deshalb noch nicht durchsetzen können.

Verbundstützen aus Strangpreßprofilen (Bild 3e) haben in Brandversuchen bei Außenabmessungen von etwa 400 mm x 400 mm bei nahezu voller zulässiger Gebrauchslast Feuerwiderstandsdauern von mehr als 90 Minuten erreicht. Zur Zeit liegt noch kein allgemeingültiges, normgerechtes Bemessungskonzept sondern nur ein Bemessungsvorschlag für diese Art von Verbundstützen vor /3/. Danach sind bei diesen

Stützen Beton und Stahl anteilig am Lastabtrag beteiligt. Dieses Prinzip gilt auch bei Brandbeanspruchung. Der Stahlkern wird im Brandfall durch den umgebenden Kammerbeton wirksam vor Erwärmung geschützt. Die Kammern der Versuchskörper waren bei den beschriebenen Brandversuchen nicht mit einer oberflächennahen Netzbewehrung versehen. Infolgedessen traten bei einigen Versuchen während der Brandbeanspruchung größere Betonabplatzungen auf, die aber nicht direkt zum Versagen führten. Durch das Einlegen einer weitmaschigen Netzbewehrung können diese Abplatzungen auf die oberflächennahen Bereiche beschränkt werden.

In Bild 3f sind Verbundstützen dargestellt, deren Querschnitts- ausbildung in etwa dem vorgenannten Verbundstützentyp entspricht. Der Stahlanteil des Querschnitts wird aus zwei bzw. drei Stahlwalsprofilen zusammengeschweißt. Die dadurch entstehenden Hohlräume werden ausbetoniert. Brandversuche an Verbundstützen dieses Typs liegen erst vereinzelt vor /13 bis 15/, die vorhandene Versuchserfahrung läßt sich aber soweit übertragen, daß solche Stützen bereits bereits brandschutztechnisch beurteilt werden konnten.

3.2 Ergänzende experimentelle Untersuchungen an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen

Die Untersuchungen zum Brandverhalten von Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen wurden von der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen der TU Braunschweig im Auftrage der Firmen TRADE ARBED und ARBED Recherches, Luxemburg, durchgeführt /4 bis 7/. Ergänzende Versuche wurden im Rahmen des SFB 148 an Stützen vorgenommen, die die Firma ARBED Recherches unentgeltlich zur Verfügung gestellt hatte. Sie waren zum Zeitpunkt der Brandversuche etwa 6 Jahre alt. Diese ergänzenden Versuche sind in Tabelle 2 unter den Nr. 07 bis 12, 22 und 23 dargestellt.

Die geometrischen Kenngrößen der Stahlprofile der Versuchskörper Nr. 15 bis 21 sind Katalogen der Firma ARBED zu entnehmen. Die entsprechenden Werte der Stahlprofile der Versuchskörper Nr. 01 bis 14, 22 und 23 sind in Tabelle 3 angegeben.

Nr.	h/b /mm/	Profil	Baustahl		Bewehrung			Betonstahl		Beton				zul N /kN/
			R_{eH} /N/mm ² /	R_m /N/mm ² /	n	ϕ /mm/	u /%/	R_{eH} /N/mm ² /	R_m /N/mm ² /	$\beta_{w,t}$ /N/mm ² /	β_R /N/mm ² /	l /m/	e_o /mm/	
01	352/373	HBP 14x14,5x89	229	326	4	24	1,58	505U	599	46	28	3,80	0	-4268
02	352/373	HBP 14x14,5x89	229	326	4	24	1,58	505U	599	46	28	3,80	0	-4268
03	230/240	HP 240x57	229	326	4	25	4,09	505U	599	42	25	3,80	0	-1588
04	230/240	HP 240x57	229	326	4	25	4,09	505U	599	42	25	3,80	0	-1588
05	290/300	HP 300x86	229	326	4	25	2,58	505U	599	42	25	3,80	0	-2555
06	290/300	HP 300x86	229	326	4	25	2,58	505U	599	42	25	3,80	0	-2555
07	300/305	HP 300x122	229	326	0					42	25	3,73	-5	-2637
08	300/305	HP 300x122	229	326	4	25	2,58	505U	599	42	25	3,73	-5	-3077
09	305/310	HP 300Sx150	229	326	4	25	2,60	505U	599	42	25	3,73	-155	-2023
10	305/310	HP 300Sx150	229	326	4	25	2,60	505U	599	42	25	3,73	-50	-2837
11	315/315	HP 300Sx202	229	326	4	25	2,67	505U	599	42	25	3,73	-50	-3566
12	315/315	HP 300Sx202	229	326	4	25	2,67	505U	599	42	25	3,73	-5	-4412
13	360/375	HBP 14x14,5x117	229	326	4	25	1,74	505U	599	42	25	3,80	0	-4711
14	360/375	HBP 14x14,5x117	229	326	4	25	1,74	505U	599	42	25	3,80	0	-4711
15	200/200	HE 200 B	286	479	4	14	1,91	522U	620	53	32	3,68	-5	-1296
16	299/306	HP 310x79	403	535	8	18	2,50	508U	606	53	32	5,71	-5	-2560
17	299/306	HP 310x79	341	442	8	18	2,50	508U	606	53	32	5,71	-5	-2442
18	301/300	HE 320 AA	368	502	8	18	2,91	508U	606	53	32	3,68	-5	-3205
19	301/300	HE 320 AA	368	502	4	10		531U	607					
					8	16	2,38	480U	578	53	32	3,68	-5	-3131
					4	10		531U	607					
20	368/391	HD 400x400x187	294	397	12	18	2,54	460U	601	62	37	3,68	-98	-4451
21	368/391	HD 400x400x187	289	398	12	18	2,54	476U	610	62	37	5,65	-98	-3655
22	235/245	HP 240x91	229	326	4	25	4,50	505U	599	42	25	3,73	-5	-1968
23	300/315	HP 300Sx152	229	326	4	25	2,70	505U	599	42	25	3,73	-5	-3437

Nr.	l /m/	e_o /mm/	N_o /kN/	N_o /zul N	Lagerung Euler-Fall	t_u /min/	Bemerkungen
01	3,80	0	-2200	0,52	3	141	
02	3,80	0	-3000	0,70	3	112	
03	3,80	0	-700	0,44	3	82	
04	3,80	0	-600	0,38	3	99	
05	3,80	0	-1600	0,63	3	68	
06	3,80	0	-1250	0,49	3	87	Abplatzungen
07	3,73	-5	-1220	0,46	3	71	
08	3,73	-5	-1500	0,49	3	107	
09	3,73	-155	-1250	0,62	3	70	starke Achse
10	3,73	-50	-1750	0,62	3	80	starke Achse
11	3,73	-50	-2110	0,59	3	80	
12	3,73	-5	-3420	0,78	3	39	
13	3,80	0	-3250	0,69	3	50	starke Abplatzungen
14	3,80	0	-2800	0,59	3	91	geringe Abplatzungen
15	3,68	-5	-310	0,24	3	68	
16	5,71	-5	-700	0,27	2	115	geringe Abplatzungen
17	5,71	-5	-700	0,29	2	116	
18	3,68	-5	-2090	0,65	3	86	Abplatzungen
19	3,68	-5	-1600	0,51	3	102	Abplatzungen
20	3,74	-98	-1356	0,30	2	136	
21	5,71	-98	-900	0,25	2	120	Abplatzungen
22	3,73	-5	-2000	1,02	3	102	Flansche bekleidet
23	3,73	-5	-3670	1,07	3	113	Flansche bekleidet

Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse der Brandversuche an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen (zul N nach DIN 18 806 Teil 1 Abschnitt 5 LF H)

Profil	h	b	t	s	A_a	J_y	J_z
	mm				cm ²	cm ⁴	
HP 240 x 57	230	240	10,0	10,0	72,2	6.904	2.309
HP 240 x 91	235	245	16,0	16,0	115,5	10.936	3.940
HP 300 x 86	290	300	12,0	12,0	109,9	16.766	5.412
HP 300 x 122	300	305	17,0	17,0	154,8	24.366	8.067
HP 300 S x 150	305	310	21,0	21,0	191,5	30.374	10.447
HP 300 S x 202	315	315	28,0	28,0	257,1	41.585	14.698
HBP 14 x 14 1/2 x 117	360	375	21,0	21,0	222,1	50.455	18.472
HP 300 S x 152	300	315	19,0	28,0	193,8	27.963	9.951

Tabelle 3: Geometrische Kenngrößen der Stahlprofile der Versuchskörper Nr. 01 bis 14, 22 und 23 (Tabelle 2)

Folgende Parameter wurden im Rahmen des SFB 148 untersucht.

Einfluß des Bewehrungsgehalts der Verbundstützenquerschnitte

DIN 18 806 Teil 1 schreibt vor, den Kammerbeton von Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen mit Längsbewehrung zu versehen. Dabei gelten grundsätzlich die Bewehrungsrichtlinien der DIN 1045. Diese sehen eine Mindestbewehrung von $A_s/A_b = 0,8\%$ vor. Im Brandfall verlieren die direkter Beflammung ausgesetzten Profilflansche temperaturbedingt einen Großteil ihrer Tragfähigkeit. Der restliche Stützenquerschnitt (Profilsteg, Kammerbeton und Längsbewehrung) übernimmt die Lastanteile der Flansche. Daraus folgt, daß sich ein hoher Bewehrungsanteil günstig auf das Brandverhalten dieses Verbundstützentyps auswirken muß. In den hier beschriebenen Untersuchungen zum Einfluß des Bewehrungsgehalts wurden Verbundstützen mit Querschnittsabmessungen von etwa 300 mm x 300 mm verwendet. Der in Tabelle 2 als Nr. 07 gekennzeichnete Versuchskörper war nur mit einer Matte Q 131 bewehrt, deren Längsstäbe durchgetrennt waren. Er hatte folglich keine tragende Längsbewehrung. Versuchskörper Nr. 08 hatte einen Bewehrungsgehalt von $A_s/A_b = 2,5\%$. Beide Stützen wurden bei annähernd gleicher Lastausnutzung und nahezu mittiger Belastung geprüft. Die Versuchsergebnisse zeigten, daß der Brandwiderstand von

Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen durch Bewehrungszulagen wirksam gesteigert werden kann. In dem hier betrachteten Fall ergab sich eine Steigerung der Feuerwiderstandsdauer um 50 % von 71 min ($A_s/A_b = 0 \%$) auf 107 min ($A_s/A_b = 2,5 \%$).

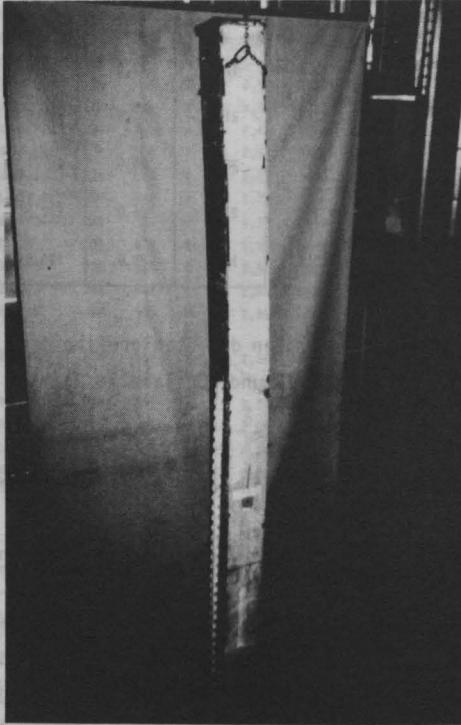


Bild 4: Verbundstütze aus einem Stahlprofil mit ausbetonierten Seitenteilen nach dem Brandversuch

Einfluß der planmäßigen Biegeachse der Stahlprofile

Die von den Firmen TRADE ARBED und ARBED Recherches durchgeführten Brandversuche an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen /4 bis 7/ waren so ausgelegt, daß sich die Stützen planmäßig senkrecht zu ihrer schwachen Profilachse ausbogen. Bei exzentrischer Normalkraftbeanspruchung sind dann im Lasteinleitungsbereich besondere Verankerungsmaßnahmen zu treffen. Diese können z. B. darin bestehen, daß die Bügel durch Löcher im Steg durchgesteckt werden. Bei planmäßiger Biegung um die starke Achse (Versuchskörper Nr. 09 und 10) erwiesen sich verstärkte Verankerungen des Kammerbetons im Lasteinleitungsbereich als nicht erforderlich. Der Kammerbeton wird hier wirksam durch die Flansche gehalten. Er ist bei Biegung um die starke Profilachse auch im Bereich exzentrischer Lasteinleitung nur durch das Verschweißen der Bügelschenkel mit dem Profilsteg gegen Herausfallen zu sichern. Die Feuerwiderstandsdauer von Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen wird bei Biegung um die starke Profilachse abweichend von den anderen Verbundstützenarten und von Stahlbetonstützen mit wachsender Lastexzentrizität geringer. Die Stütze Nr. 9 mit einer Exzentrizität von $e_0 = 155 \text{ mm}$ hatte eine Feuerwiderstandsdauer $t_u = 70 \text{ min}$. Die Stütze Nr. 10 mit einer geringeren Exzentrizität von $e_0 = 50 \text{ mm}$ versagte bei gleicher Lastausnutzung nach $t_u = 80 \text{ min}$. Dies erklärt sich dadurch, daß die Flansche dieses Verbundstützentyps direkter Beflammung ausgesetzt sind. Die Stützen verlieren infolgedessen schon nach kurzer Brandeinwirkung einen Großteil ihrer Steifigkeit und ihrer Momenten Tragfähigkeit.

Einfluß einer hohen Lastausnutzung der Stützen

Die von den Firmen TRADE ARBED und ARBED Recherches durchgeführten Brandversuche an Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen /4 bis 7/ hatten zum Ziel, durch Abminderung der nach DIN 18 806 Teil 1 zulässigen Gebrauchslast Feuerwiderstandsdauern von etwa 90 Minuten zu erreichen. Um die Anwendbarkeit des Rechenverfahrens STABA-F /8/ auch für geringere Feuerwiderstandszeiten zu überprüfen und ein Versuchsergebnis im Bereich der unteren Klassengrenze der Feuerwiderstandsklasse "F 30" zu erhalten, wurde der Versuch Nr. 12 (Tabelle 2) mit hoher Lastausnutzung durchgeführt. Das erreichte Versuchsergebnis ($t_u = 39 \text{ min}$ bei $N_0/\text{zul } N = 0,78$) läßt den

Schluß zu, daß Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen und Querschnittsabmessungen von mindestens 300 mm x 300 mm bei voller zulässiger Gebrauchslast nach DIN 18 806 Teil 1 mehr als 30 min Feuerwiderstandsdauer erreichen können, wenn Profile mit dicken Steg (Dickenverhältnis Steg/Flansch $s/t \geq 0,8$) verwendet werden und der Kammerbeton mit mindestens $A_s/A_b = 2,5\%$ Bewehrung versehen wird.

Einfluß bekleideter Profilflansche der Stützen

Die Stützen Nr. 22 und 23 wurden mit bekleideten Flanschen (20 mm Vermiculite-Platten) bei voller zulässiger Gebrauchslast des Verbundquerschnitts nach DIN 18 806 Teil 1 geprüft. Beide Stützen erreichten Feuerwiderstandszeiten von deutlich mehr als 90 min. Die geschützten Flansche hatten zum Versagenszeitpunkt Temperaturen von mehr als 500 °C. Damit erwies sich die Betonfüllung der Kammern in Verbindung mit geschützten Flanschen als brandschutztechnisch wirksamer als eine kastenförmige Bekleidung der Stahlstützen, bei denen nur das Stahlprofil zur Tragwirkung herangezogen werden darf.

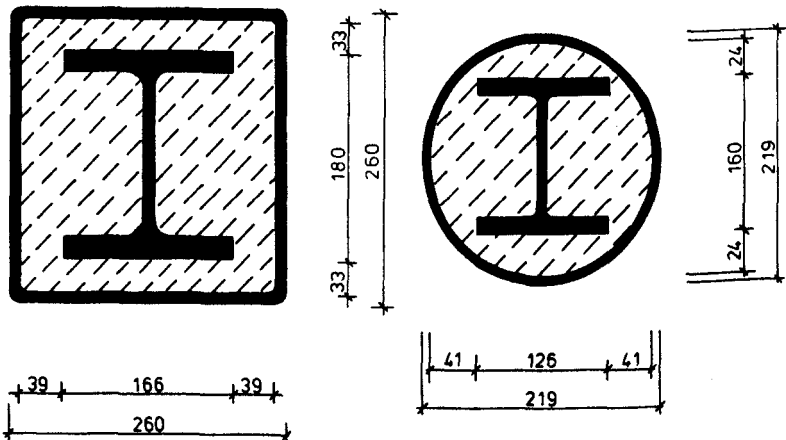


Bild 5: Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen mit innenliegenden Stahlprofilen

3.3 Experimentelle Untersuchungen an einer Sonderform von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

Bei der brandschutztechnischen Auslegung von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen ist es vorteilhaft, die Kerne dieser Stützen sehr tragfähig auszubilden. Dies kann z. B. durch einen hohen Bewehrungsgehalt geschehen. Eine brandschutztechnische Weiterentwicklung ist es, die Bewehrung der Hohlprofilstütze durch ein Stahlprofil zu ersetzen. Querschnitte solcher Stützen sind in Bild 5 dargestellt. Diese Stützen können entweder als Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen mit einer Bewehrung aus Profilstahl oder auch als Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen mit einer Umschnürung aus Hohlprofilen bemessen werden. Die in Tabelle 4 dargestellten Versuche zeigen, daß solche Stützen auch bei geringer Betondeckung des Stahlprofils (min $c = 33$ mm bei der quadratischen Stütze Nr. 01 und min $c = 10$ mm bei der kreisförmigen Stütze Nr. 02) feuerbeständig ausgeführt werden können.

Nr.	Stahlrohr	Profil	Stahlrohr		Profil		Beton		l /m/	e ₀ /mm/	zul N ¹⁾ /kN/
	R _{eH}	R _m	R _{eH}	R _m	B _{W,t}	B _R					
			/N/mm ² /								
01	RHP 260x260x7,1	HE 160 M	306	402	419	541	42	29	3,67	-83	-1917
02	KHP 219,1x5,6	HE 120 M	418	458	372	555	42	29	4,17	-63	-699
03	KHP 219,1x5,6	HE 120 M	398	446	364	553	42	29	4,20	-63	-689

Nr.	l /m/	e ₀ /mm/	N ₀ /kN/	N ₀ /zul N	Lagerung Euler-Fall	t _u /min/
01	3,67	-83	-1300	0,678	3	81
02	4,17	-63	-450	0,644	3	89
03	4,20	-63	-465	0,675	2	38

4 Literaturverzeichnis

- /1/ Haß, R.; Klingsch, W.; Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen - Versuchsergebnisse und numerische Analyse. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsberichte 1975 - 1977 und 1978 - 1980, TU Braunschweig.

- /2/ Kordina, K.; Klingsch, W.: Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 35, und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 1/108), 1983.

- /3/ Jungbluth, O.; Bangert, W.; Lindhorst, W.: Ausbetonierte Stahl-Spezialprofile mit erhöhter Feuerwiderstandsfähigkeit. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 86 Akt. 4.2, 1985.

- /4/ Durchführung von zwei Brandversuchen an ausbetonierten Stahlprofilstützen (Stahlprofil: HBP 14 x 14 1/2 x 89). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Untersuchungsbericht Nr. 77 150 R - Wa/Efb -, 1977.

- /5/ Durchführung von Brandversuchen an ausbetonierten Stahlprofilstützen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Untersuchungsbericht Nr. 80 644 - Wa/Schr -, 1980.

- /6/ Durchführung von Brandversuchen an Stahlprofilstützen mit ausbetonierten und bewehrten Kammern (Belastung mit geringer Exzentrizität). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Untersuchungsbericht Nr. 83 948 - HB/Schr -, 1983.

- /7/ Prüfung von zwei Verbundstützen aus Stahlprofilen HD 400 x 400 x 187 mit ausbetonierten Seitenteilen bei großer Lastexzentrizität auf Brandverhalten nach DIN 4102 Teil 2, Ausgabe 1977. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen,

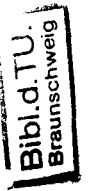
sen, Prüfungszeugnis Nr. 85 1100 - HB/Schr -, 1985.

- /8/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984.
- /9/ Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1986.
- /10/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Betonverlag GmbH, Düsseldorf, 1981.
- /11/ Quast, U.; Rudolph, K.: Traglasten für Verbundstützen zugehörig zu Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, Projekt 86 Akt. 2.3, 1985.
- /12/ Grandjean, G.; Grimault, J.P.; Petit, L.: Détermination de la durée au feu des profils creux remplis de béton. Forschungsbericht Cométube, Paris, CIDECT 15 B/80-10 und Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 3/302), 1980.
- /13/ Schleich, J. B.: Computer Assisted Analysis of the Fire Resistance of Steel and Composite Concrete-Steel Structures. Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl (Nr. 7210 SA 502) Endbericht, 1986.
- /14/ Baus, R., Schleich, J.B.: Résistance au feu des constructions mixtes acier-béton, détermination d'un niveau précis de sécurité. Mémoires C.E.R.E.S., Université de Liège, No. 59, 1986.
- /15/ Schleich, J. B.: ISO-Fire Resistance Tests on Full Scale Building Elements, Future Developments by Numerical Simulation. International Meeting of Fire Research and Test Centres, ITSEMAP, Avila, 1986.

Versuche an zweiachsig beanspruchten Stahlbetonstützen
unter Brandbelastung

von

Dipl.-Ing. Karl Rudolph



Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	3
1.1 Problemstellung	3
1.2 Ziel der Versuche	5
2. Aufbau der Versuchskörper	6
2.1 Abmessungen, Bewehrung und Herstellung	6
2.2 Materialuntersuchungen	9
2.2.1 Beton	9
2.2.2 Betonstahl	13
2.3 Versuchsstände	14
3. Meßprogramm	16
3.1 Temperaturmessungen	16
3.2 Verformungsmessungen	17
3.3 Kraftmessung	19
3.4 Besondere Beobachtungen	19
4. Versuchsdurchführung und VErsuchsablauf	19
5. Versuchsergebnisse	20
5.1 Temperaturen	21
5.2 Verformungen	23
5.3 Belastungen	28
6. Zusammenfassung	28
7. Literaturverzeichnis	30

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig wurden in den vergangenen Jahren eine Vielzahl von Stützenuntersuchungen durchgeführt. Dabei wurden hauptsächlich einachsig biegebeanspruchte Stützen unter hohen Temperaturen untersucht. Die im allgemeinen symmetrischen Temperaturbeanspruchungen führten stets dazu, daß sich die Stützen in der vorgegebenen Lastebene verformten /4,9/.

Diese durchgeführten Untersuchungen berücksichtigten jedoch nicht, daß die im realen Bauwerk befindlichen Stützen neben der ihnen zugeordneten Hauptbeanspruchungsrichtung auch Verformungsanteile aus den umgebenden temperaturbeanspruchten Bauteilen erhalten, die nicht in der zuvor angenommen Richtung wirken. Die in diesen Fällen auftretenden Beanspruchungen der Stützen können vereinfachend mit dem Begriff der zweiachsig Biegung gekennzeichnet werden.

Bei zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen wird das Trag- und Verformungsverhalten im wesentlichen von den Biegesteifigkeiten der beiden Hauptachsenrichtungen bestimmt. Diese sind wiederum von dem Beanspruchungs- und Temperaturzustand abhängig.

$$EI_{yy} = f(N_x, M_y, M_z, T) \quad \text{und} \quad EI_{zz} = f(N_x, M_y, M_z, T)$$

Dabei ist zu berücksichtigen, daß sich die Dehnungsnulllinie bei gleichbleibender äußerer Belastung und veränderlichen Temperaturzustand verschiebt und verdreht. Unter der Voraussetzung, daß sich kein signifikanter Temperaturgradient über die Länge der Stütze einstellt, ändern sich jedoch die Richtungen der Hauptachsen der Stützenquerschnitte in Abhängigkeit ihrer Lage auf der Stablängsachse.

Die Berechnung einer zweiachsig beanspruchten Stahlbetonstütze durch zwei getrennte Nachweise, jeweils als eine in ihrer Hauptachsenrichtung einachsig beanspruchte Stütze, berücksichtigen die senkrecht zur Lastebene stehende Richtung nicht. Dabei werden die Biegesteifigkeiten wie folgt berechnet:

$$EI_{yy} = f(N_x, M_y, T) \text{ bzw. } EI_{zz} = f(N_x, M_z, T)$$

Demzufolge werden die ungünstig wirkenden Anteile aus der jeweiligen Querrichtung auf die Gesamtbeanspruchung der Stütze nicht beachtet. Ribbildungen, Fließen der Bewehrung und Druckversagen einzelner Betonbereiche als Folge der Belastung und der Temperaturbeanspruchung beinhalten auch immer für die Querrichtung einen Steifigkeitsverlust. Dieser wird durch getrennte Nachweise nicht berücksichtigt.

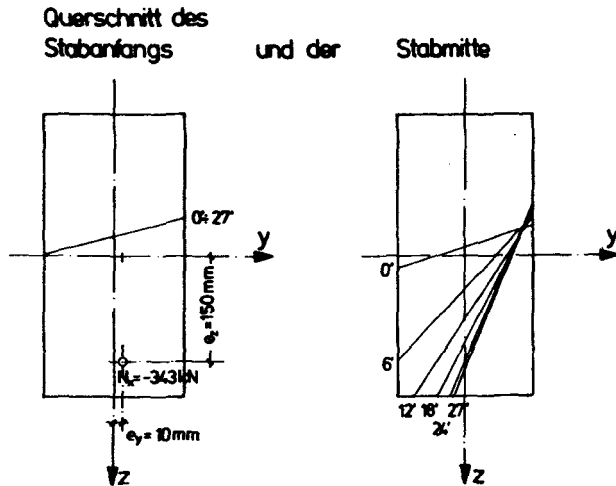


Bild 1.1.1 Lage der Dehnungsnulllinie

Die Abbildung 1.1.1 zeigt die berechneten Lagen der Dehnungsnulllinien einer allseitig beflaminten Stahlbetonstütze mit den Abmessungen 200/400/5900 mm. Die Lastausmitten betragen $e_y = 10$ mm und $e_z = 150$ mm. Der Berechnung lagen die Eingangsparameter des Versuchskörpers SB3 zugrunde. Eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Versuchskörper erfolgt im nachfolgenden Bericht. Es ist deutlich zu erkennen, daß im Anfangsquerschnitt keine Veränderungen der Dehnungsnulllinie auftreten. In den anderen Querschnitten ist mit zunehmender Zeit, und den sich dadurch verändernden Temperaturen, eine deutliche Verschiebung und Verdrehung der Dehnungsnulllinie festzustellen.

Die Biegesteifigkeit eines Querschnitts ergibt sich im klassischen Sinne aus der Integration des Produktes des Elastizitätsmoduls mit einem

beliebig kleinen Flächenmoment 2.,-ten Grades. Bei einem brandbeanspruchten Stahlbetonquerschnitt ist der Elastizitätsmodul der einzelnen Baustoffe abhängig von der Temperatur und der Beanspruchung infolge der inneren Kraftgrößen. Mit Zunahme der Temperaturen nehmen die Steifigkeitsanteile im allgemeinen rasch ab. Durch die Verringerung der Querschnittssteifigkeiten nimmt die Verformbarkeit der Stütze zu. Dadurch wächst der Einfluß der Durchbiegungen überproportional an, was zu einer weiteren Verminderung der wirksamen Steifigkeiten führt.

Die Ausweichrichtung eines zweiachsig biegebeanspruchten Querschnitts wird im wesentlichen von dem Verhältnis der Steifigkeiten der beiden Hauptachsen beeinflusst. Diese wiederum sind abhängig von den inneren Kraftgrößen und der Temperaturverteilung.

Die zuvor erläuterten Zusammenhänge werden durch die vorhandenen Berechnungsverfahren /12/ nicht berücksichtigt. Da sie jedoch grundlegend für das Trag- und Verformungsverhalten zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter hohen Temperaturen sind, sollen durch sechs Brandversuche an Stahlbetonstützen die wesentlichen Einflußgrößen untersucht werden. Die dadurch gewonnenen Erkenntnisse können dazu dienen, neue theoretische Modelle zur Berechnung derart beanspruchter Stützen zu entwickeln.

1.2 Ziel der Versuche

Die Versuche sollen in erster Linie dazu dienen, die Unterschiede des Trag- und Verformungsverhaltens zwischen zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen gegenüber den bereits vorliegenden Erkenntnissen an einachsig beanspruchten Stützen zu ermitteln. Dabei kam es darauf an, mögliche äußere Einflußparameter in die Versuche einfließen zu lassen. Neben der symmetrischen Temperatureinwirkung sollten auch unsymmetrische Temperaturverteilungen innerhalb der Stützenquerschnitte untersucht werden.

Die gewonnenen Versuchsergebnisse werden in Form von Tabellen und Abbildungen erläutert und dargestellt. Mit diesen Untersuchungen soll im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" ein Beitrag geleistet werden, grundlegende Erkenntnisse zur theoretischen Beschreibung derartig beanspruchter Bauteile zu erhalten. Die

Formulierung zutreffender mathematischer Modelle, zur Berechnung zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen unter hohen Temperaturen ist nicht Inhalt dieses Forschungsberichtes.

2 Aufbau der Versuchskörper

2.1 Abmessungen, Bewehrung und Herstellung

Für die Versuche an zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter hohen Temperaturen wurden sechs Versuchskörper hergestellt. Bei dem Entwurf der Versuchskörper wurde darauf geachtet, daß die Geometrie und die Festigkeitseigenschaften der verwandten Materialien den Anforderungen an die Prüfeinrichtung genügten. Demzufolge ergaben sich zwei verschiedene Versuchskörpertypen. In den Bildern 2.1.1 und 2.1.2 sind diese dargestellt.

Die Lasteinleitungsbereiche wurden verstärkt ausgebildet, um die exzentrische Krafteinleitung zu gewährleisten. Die wichtigsten geometrischen Parameter sind der Tabelle 2.1.1 zu entnehmen. Das Seitenverhältnis der Versuchskörper SB1 bis SB4 beträgt 1:2 und die Stützenlänge entspricht mit 5900 mm der maximalen Einbauhöhe des vorgesehenen Versuchsstandes. Dies ist gleichzusetzen mit einer Schlankheit bezogen auf eine Knicklänge gemäß Eulerfall 2 von $\lambda_z = 51.1$ und $\lambda_y = 102.2$. Der Bewehrungsgehalt der Versuchskörper SB1 bis SB3 beträgt 1.51 des Versuchskörpers SB4 2.36. Im Gegensatz dazu sind die Versuchskörper SB5 und SB6 durch ein Verhältnis der Querschnittsmaße von 1:3 gekennzeichnet. Die Stab konnte wegen der Wahl einer anderen Prüfeinrichtung 7500 mm lang sein. Die sich daraus ergebenden Schlankheiten, ebenfalls bezogen auf die Knicklänge nach Eulerfall 2, waren $\lambda_z = 43.3$ und $\lambda_y = 129.9$. Der Bewehrungsgehalt betrug 1.34. Der Abstand aller Längseisen umschließende Bügel war 175 mm, und die zusätzlich angeordneten Zwischenbügel hatten einen Abstand von 350 mm.

Die Schalung der Versuchskörper wurde liegend hergestellt (siehe Bild 2.1.3). Dadurch konnten jeweils drei Versuchskörper gleichzeitig angefertigt werden. Die angelieferten Bewehrungsseisen wurden im Institut abgelängt, gebogen, zu Bewehrungskörben verflochten. Die vorbereiteten Thermoelemente wurden an den vorgesehenen Punkten aufgeschweißt

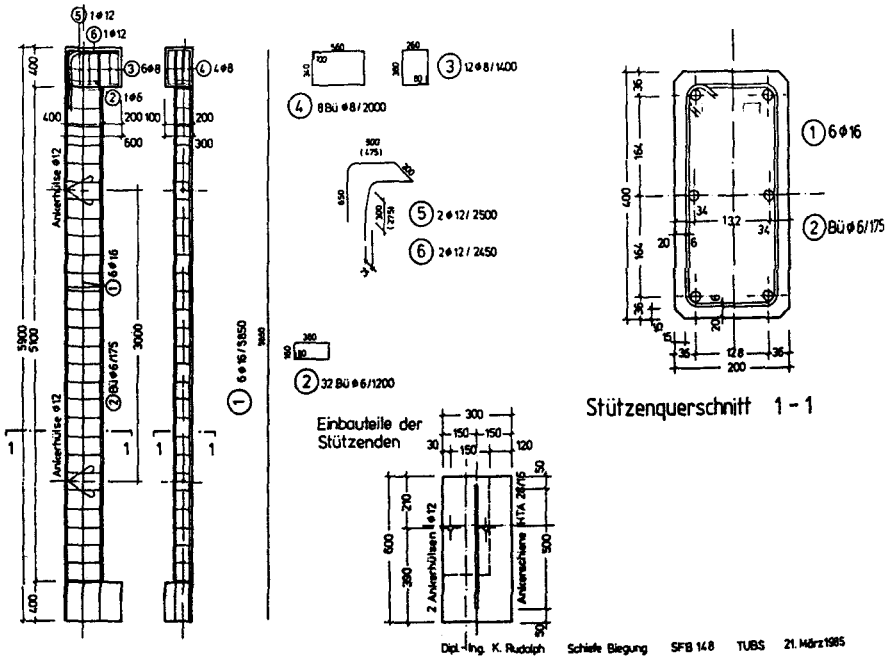


Bild 2.1.1 Schal- und Bewehrungsmaße der Versuchskörper SB1 ... SB4

bzw. eingebaut. Danach wurde die fertige Bewehrung vorsichtig in die Schalung eingepaßt. Der Beton wurde durch eine Fertigbetonfirma angeliefert und durch Personal des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in die Schalung eingebracht, verdichtet und abgezogen. Zu jedem Versuchskörper wurden eine bestimmte Anzahl von Begleitkörpern hergestellt, um eine Aussage über die Festigkeitseigenschaften des Betons zu erhalten. Die Verdichtung des Betons erfolgte mittels eines Flaschenrüttlers (\varnothing 50 mm). Nach dem Betonieren wurden die freien Betonoberflächen mit feuchten Jutetüchern abgedeckt und die gesamte Schalung mit Kunststoffplanen umhüllt. Dadurch sollte eine zu rasche Austrocknung des Betons in der Phase der Zementhydratation verhindert werden. Die Tücher wurden in regelmäßigen Abständen befeuchtet. Nach etwa sieben Tagen wurden die Versuchskörper ausgeschalt und vollständig mit feuchten Jutetüchern und Kunststoffplanen umwickelt. Ein Teil der

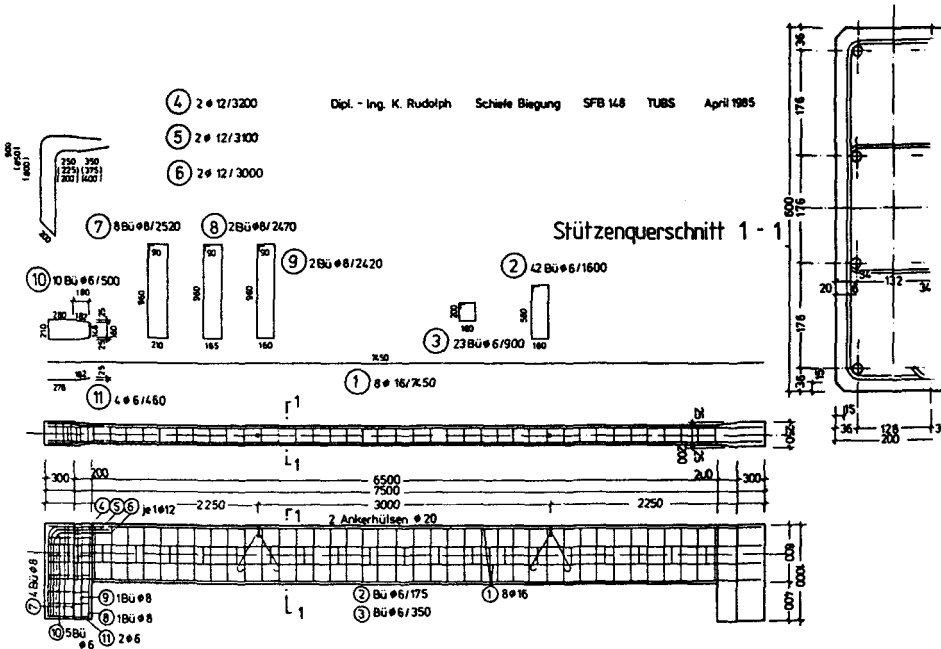


Bild 2.1.2 Schal- und Bewehrungsmaße der Versuchskörper SB4 ... SB6

Begleitkörper wurde unmittelbar unter den Tüchern neben den Versuchskörpern gelagert und der andere Teil wurde gemäß den Vorschriften der DIN 1048, Teil 1, bis zur Prüfung aufbewahrt.

Nach etwa 14 Tagen wurden die Versuchskörper, und die dazu gehörenden Begleitkörper, zu einem Lagerplatz in Halle 5 des Instituts transportiert. Die Versuchskörper SB1 bis SB4 wurden senkrecht und SB5 und SB6 liegend, entsprechend ihrer späteren Prüflage, aufbewahrt. Die Herstellungs- und die Prüfdaten können der Tabelle 2.1.2 entnommen werden.

! Ver- ! Stab- ! Querschnitt ! Längsbewehrung ! Bügel- !									
! suchs- ! länge ! Breite ! Höhe !						! bewehrung !			
! kör- !									
! !	! l_x !	b !	d !	Anzahl !	d_{s1} !	u_{s1} !	$s_{bü}$!	$d_{sbü}$!	
! !	!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!								
! !	! mm !	mm !	mm !	- !	mm !	mm !	mm !	mm !	mm !
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB1 !	5905 !	200 !	400 !	6 !	16 !	34 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB2 !	5900 !	200 !	400 !	6 !	16 !	34 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB3 !	5910 !	200 !	400 !	6 !	16 !	34 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB4 !	5903 !	200 !	400 !	6 !	20 !	36 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB5 !	7502 !	200 !	600 !	8 !	16 !	34 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									
! SB6 !	7501 !	200 !	600 !	8 !	16 !	34 !	175 !	6 !	
!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!-----!									

Tabelle 2.1.1 Geometrische Parameter der Versuchskörper

2.2 Materialuntersuchungen

2.2.1 Beton

Der verarbeitete Beton entstammte zwei angelieferten Betonchargen. Gemäß den Lieferanforderungen sollte es sich um einen Beton der Güteklasse B 25 handeln. Während des Betoniervorgangs wurde eine bestimmte Menge an Frischbeton entnommen und untersucht. Die vorhandenen Frischbetoneigenschaften sind der Tabelle 2.2.1 zu entnehmen. Zur besseren Verarbeitbarkeit wurde dem Beton eine bestimmte Menge an Betonverflüssiger zugesetzt.

! Ver- ! suchs- ! körper	! Herste- ! lungen- ! datum	! Prüfdatum	! Beton- ! charge	! Güte der ! Bewehrung
! =====!	! =====!	! =====!	! =====!	! =====!
! SB1	! 27.02.85	! 15.01.86	! 1	! RUS
! SB2	! 27.02.85	! 21.01.86	! 1	! RUS
! SB3	! 13.03.85	! 30.01.86	! 2	! RUS
! SB4	! 13.03.85	! 24.01.86	! 2	! RK
! SB5	! 27.02.85	! 24.02.86	! 1	! RUS
! SB6	! 13.03.85	! 05.03.86	! 2	! RUS
! =====!	! =====!	! =====!	! =====!	! =====!

Tabelle 2.1.2 Herstellungs- und Prüfdaten der Versuchskörper

! Frischbetoneigenschaften	! Dimen- ! sionen	! Betoncharge ! 1 ! 2
! =====!	! =====!	! =====!
! Ausbreitmaß	! a ! cm	! 42.5 ! 41.0
! Verdichtungsmaß	! v ! --	! 1.02 ! 1.03
! Frischbetonrohichte	! r ! kg/m3	! 2390.0 ! 2420.0
! Wasseranteil	! - ! kg/m3	! 204.0 ! 213.0
! Zementanteil (PZ 35F)	! - ! kg/m3	! 315.0 ! 324.0
! Zuschlag	! - ! kg/m3	! 1870.0 ! 1883.0
! Betonverflüssiger	! - ! kg/m3	! 0.94 ! 0.94
! W/Z - Wert	! - ! --	! 0.65 ! 0.66
! -----!	! -----!	! -----!

Tabelle 2.2.1 Frischbetoneigenschaften

Eine durchgeführte Sieblinienanalyse ergab die in Bild 2.2.1 wiedergegebenen Verhältnisse.

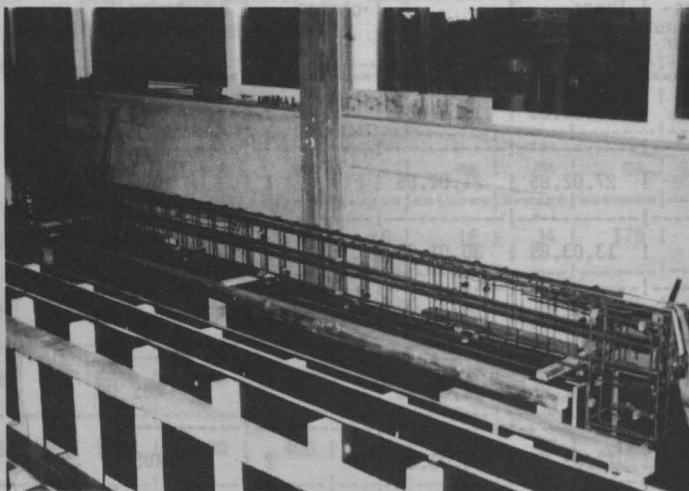


Bild 2.1.3.a Schalung und Bewehrung der Versuchskörper SB1 ... SB4

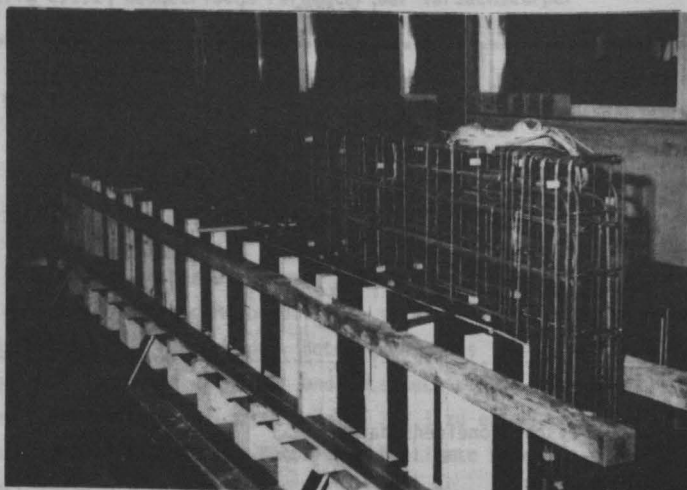


Bild 2.1.3.b Schalung und Bewehrung der Versuchskörper SB5 ... SB6

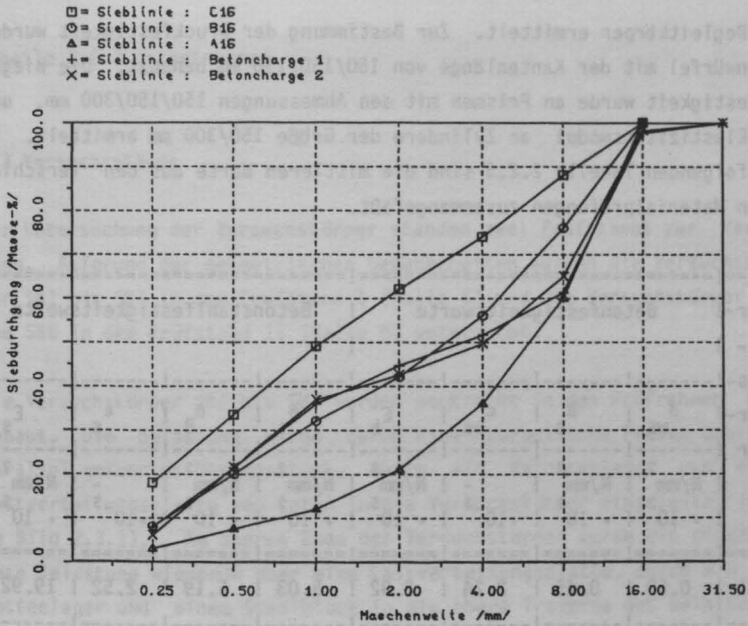


Bild 2.2.1 Siebanalyse der verwendeten Zuschläge

Die mineralogische Untersuchung des verwendeten Zuschlages ergab folgende Zusammensetzung

! Bezeichnung der ! verschiedenen Gesteine	! Betoncharge	
	! 1	! 2
! ===== !		
! Quarzit und Sandstein	! 51.2	! 41.3
! Quarz	! 13.9	! 21.3
! Granit und Porphy	! 12.7	! 11.5
! Kiesel- und Tonschiefer	! 20.6	! 24.9
! Rest	! 1.6	! 1.0
! ----- !		

Tabelle 2.2.2 Mineralogische Zusammensetzung des Zuschlags in Gew.-%

Deutlich ist der vorwiegend quarzitisches Anteil (größer 60 Gew.-%) an der Gesamtmenge der Zuschläge zu erkennen.

Die Festigkeitsmerkmale des Festbetons wurden mit Hilfe der hergestell-

ten Begleitkörper ermittelt. Zur Bestimmung der Druckfestigkeit wurden Betonwürfel mit der Kantenlänge von 150/150/150 mm benutzt. Die Biegezugfestigkeit wurde an Prismen mit den Abmessungen 150/150/300 mm, und der Elastizitätsmodul an Zylindern der Größe 150/300 mm ermittelt. In der folgenden Tabelle 2.2.3 sind die mittleren Werte aus den verschiedenen Materialprüfungen zusammengefaßt.

Ver- su- chs- kör- per	β_{ws}	β_c	ϵ_{bs}	E_b	β_s	β_B	ϵ_s	E_s
	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$	$\frac{N}{mm^2}$
	$\cdot 10^2$	$\cdot 10^2$	$\cdot 10^{-3}$	$\cdot 10^5$	$\cdot 10^2$	$\cdot 10^2$	$\cdot 10^{-3}$	$\cdot 10^5$
SB1	0.50	0.45	2.24	2.92	5.03	6.19	2.52	19.92
SB2	0.50	0.45	2.24	2.92	5.03	6.19	2.52	19.92
SB3	0.48	0.41	2.50	2.57	5.03	6.19	2.52	19.92
SB4	0.48	0.41	2.50	2.57	4.77	6.05	2.37	20.11
SB5	0.50	0.45	2.24	2.92	5.03	6.19	2.52	19.92
SB6	0.48	0.41	2.50	2.57	5.03	6.19	2.52	19.92

Tabelle 2.2.3 Festigkeitseigenschaften der verwendeten Materialien

2.2.2 Betonstahl

Die Versuchskörper SB1, SB2, SB3, SB5 und SB6 erhielten eine Längsbewehrung der Güteklasse BSt 420/500 RUS. Der Durchmesser der Längseisen betrug 16 mm. Bei dem Versuchskörper SB4 dagegen wurde ein Betonstahl der Güteklasse BSt 420/500 RK verwendet. Der Durchmesser betrug in diesem Falle 20 mm. Die Ergebnisse der Materialuntersuchungen sind der

Tabelle 2.2.3 zu entnehmen.

2.3 Versuchsstände

Zur Untersuchung der Versuchskörper standen zwei Prüfstände zur Verfügung. Aufgrund der geometrischen Gegebenheiten wurden die Versuchskörper SB1 bis SB4 in dem Prüfstand I (Halle 5) und die Versuchskörper SB5 und SB6 in dem Prüfstand II (Halle 6) untersucht.

Die Versuchskörper SB1 bis SB4 wurden senkrecht in den Prüfraumen eingebaut. Die Belastung wurde durch eine hydraulische Presse über ein parallel geführtes Distanzstück, durch ein Kalottenlager und einer Lastverteilungsplatte von unten in die Versuchskörper eingeleitet (siehe Bild 2.3.1). Am oberen Ende der Versuchskörper wurde die eingeleitete Belastung wiederum über eine Lastverteilungsplatte, durch ein Kalottenlager und einem Stahlblock in die obere Traverse des Belastungsrahmens abgeleitet. Das entspricht in sehr guter Näherung den Lagebedingungen des Eulerfalles 2.

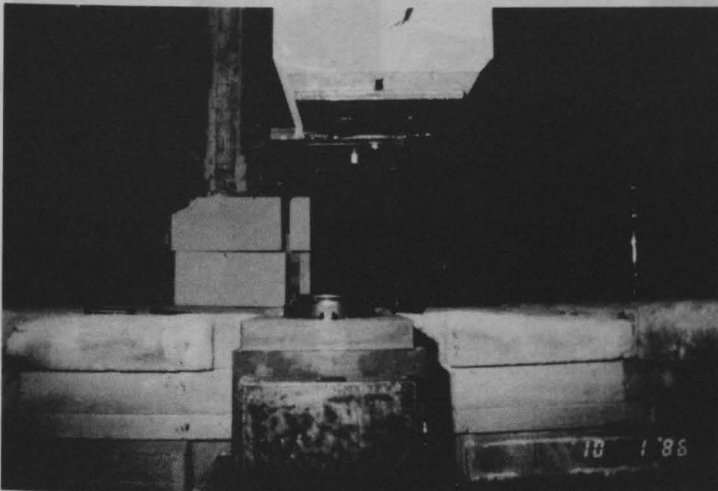


Bild 2.3.1 Lasteinleitung in die Versuchskörper SB1 ... SB4

Der Brandraum hat eine Grundfläche von $3.60 \cdot 3.60$ m und eine lichte

Höhe von 5.80 m. Durch sechs im Boden des Brandraumes eingelassene Brenner erfolgte die Beflammung der Versuchskörper.

Die Beobachtung der Versuchskörper während des Brandversuches geschah durch Öffnungen in den Seitenwänden des Ofens.

Wegen der vorhandenen Stablänge von 7500 mm der Versuchskörper SB5 und SB6 mußten die Untersuchungen im Prüfstand II stattfinden. Die dabei vorliegenden Verhältnisse ließen nur einen Einbau und Prüfung in der in Bild 2.3.3 dargestellten Lage zu. Die Versuchskörper wurden mittels Stahlseile an ein vorhandenes Stahlgerüst gehängt. Um im Versagensfall zu große Bewegungen der Stützenenden zu vermeiden, wurden die Krafteinleitungsbereiche durch eine Stahlgabelkonstruktion fixiert (siehe Bild 2.3.2). Diese Konstruktion war so ausgelegt, daß die Verformungen der Versuchskörper während der Brandversuche nicht behindert wurden. Die Lagerungsbedingungen der Versuchskörper entsprachen etwa denen des Eulerfalles 2.

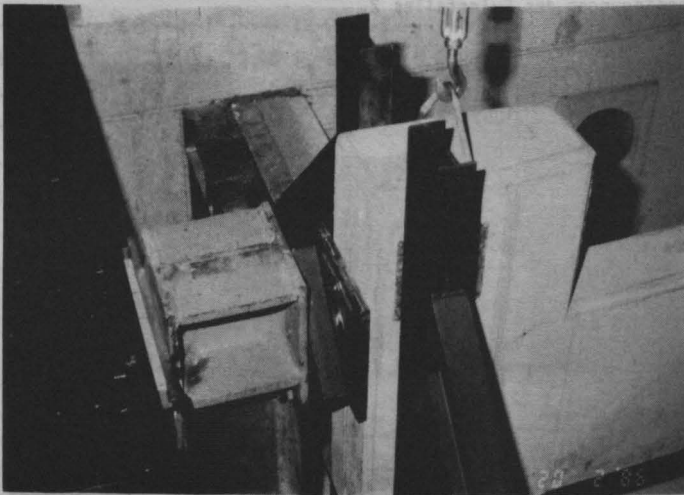


Bild 2.3.2 Lasteinleitung in die Versuchskörper SB5 ... SB6

In den Seitenwänden des Ofens waren die Brenner eingebaut. Die gewollten Temperatureinwirkungen auf die Versuchskörper sollten der der ETK nach DIN 4102, Teil 2, entsprechen.

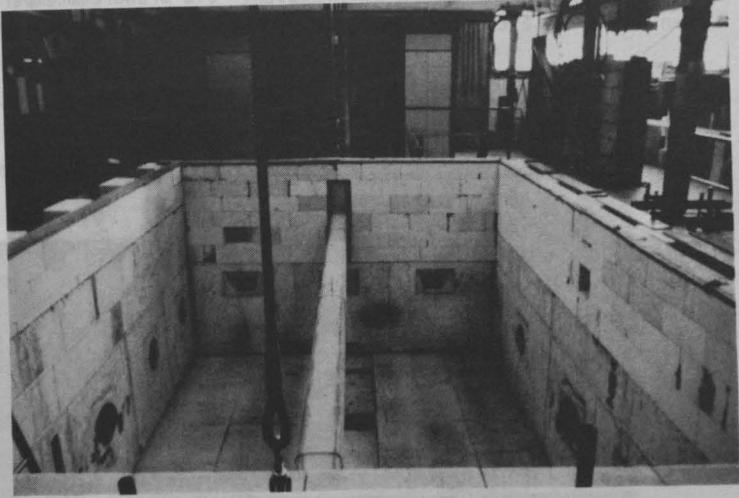


Bild 2.3.3 Lage der Versuchskörper SB5 und SB6 im Prüfofen

Neben den optischen Messungen der Durchbiegungen wurden außerdem die Verdrehungen der Stabenden gemessen.

3 Meßprogramm

3.1 Temperaturmessungen

Zur Beschaffung ausreichender Daten hinsichtlich der Erwärmungsvorgänge innerhalb der Versuchskörper wurden eine Vielzahl von Temperaturmeßstellen angeordnet. In fünf Meßebenen wurden im Beton und an der Längsbewehrung Temperaturelemente eingebaut. Die Meßelemente bestanden im Normalfall aus Glasseide ummantelte Thermoelemente (NiCrNi). Zur Bestimmung der Betontemperaturen wurden die beiden Drähte des Thermoelements zu einer Perle verschweißt und einbetoniert (siehe Bild 3.1.1). Zur Messung der Temperaturen des Betonstahls wurden die freien Drähte des Meßelements direkt nebeneinander auf den Stahl geschweißt. Zur Kontrolle der Qualität der Meßergebnisse der Betontemperaturen wurden im Versuchskörper SB4 und SB6 zusätzlich zu den in Glasseide ummantelten Thermoelementen Mantelthermoelemente (\varnothing 1.0 mm) ver-

wendet. Die Mantelthermoelemente sind wesentlich störunanfälliger gegenüber den von außen einwirkenden Einflüssen. Die Brandraumtemperaturen wurden durch Mantelthermoelemente ($\varnothing 3.0 \text{ mm}$) gemessen.

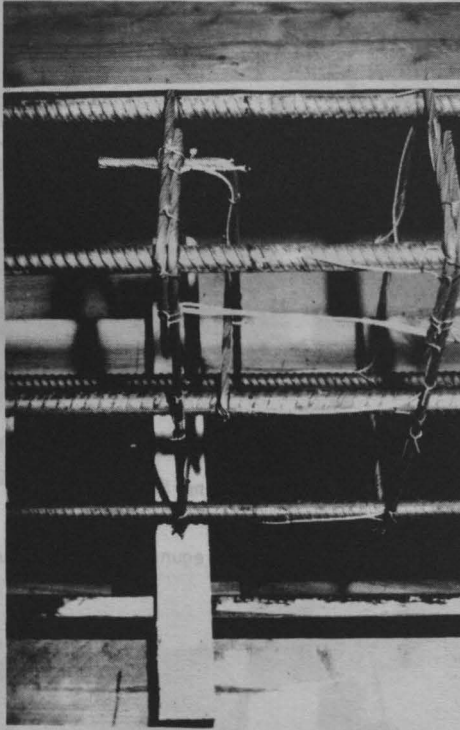


Bild 3.1.1 Lage der Thermolemente im Prüfkörper

Sämtliche Temperaturmeßwerte wurden mittels einer Vielstellenmeßanlage im Abstand einer Minute registriert und auf ein Speichermedium abgelegt.

3.2 Verformungsmessungen

Wegen der sehr hohen Temperaturen während der Brandversuche konnten die Durchbiegungen der Versuchskörper nur von außen durch Beobachtungsöffnungen verfolgt werden. Das verwendete optische Meßverfahren war so eingerichtet, daß die Stützenverformungen bestimmter festgelegter Punk-

te des Versuchskörper beobachtet werden konnten. Die Veränderung der Lage der beobachteten Meßpunkte auf den Versuchskörper führt zu einer bestimmten Veränderung des Meßsystems. Durch die geometrische Verbundenheit beider Systeme kann die tatsächliche Durchbiegung nachträglich berechnet werden.

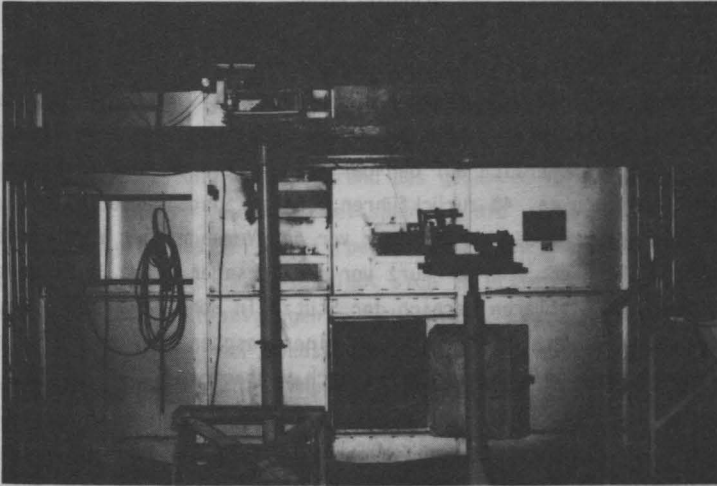


Bild 3.2.1 Optische Verformungsmeßeinrichtung

Die Längsverformung des Versuchskörper wurde in der Achse der Belastung gegenüber der umgebenden unverformten Hallenkonstruktion gemessen. Wegen der besonderen Konstruktion der Lasteinleitung konnte nur an einigen Versuchskörper die Verdrehungen der Endquerschnitte gemessen werden.

Zur Umsetzung der auftretenden Wege in elektrische Meßsignale wurden Präzisionspotentiometer benutzt. Die Registrierung der Meßwerte erfolgte im Abstand von 15 Sekunden.

3.3 Kraftmessung

Die Belastung wurde mittels eines vorher geeichten Öldruckaufnehmers im Hydraulikkreislauf gemessen. Wegen der besonderen Krafteinleitungskonstruktionen konnten keine Druckmeßdosen verwendet werden.

3.4 Beobachtungen während der Brandversuche

Soweit dies durch die örtlichen Gegebenheiten möglich war, wurden die Versuchskörper während des Brandversuches fotografiert und beobachtet. Es wurden bei allen Versuchskörper keine Abplatzungen festgestellt. Dies läßt sich sicherlich auf den geringen mittleren Feuchtigkeitsgehalt des Betons von ca. 4% zurückführen. Eine ausgeprägte Ribbildung infolge Biegung wurde bis unmittelbar vor dem Versagen der Versuchskörper nicht beobachtet. Erst kurz vor dem Versagen (etwa 30 Sekunden) bildeten sich im mittleren Bereich der Stütze in Höhe der Bügel deutlich erkennbare Risse. Dies führte zu einer raschen Verformungszunahme der Versuchskörper, die unmittelbar danach versagten.

4 Versuchsdurchführung und Versuchsablauf

Nach Einbau des Versuchskörpers in den jeweiligen Prüfstand wurden die Meßwertgeber an die Vielstellenmeßanlage angeschlossen. Danach wurde die Prüflast in mehreren Laststufen aufgebracht. Um die Nulllage des Versuchs einigermaßen genau zu ermitteln, wurde die Belastung wieder stufenweise abgesenkt und nochmals in gleicher Art und Weise aufgebracht. Dieser Vorgang wurde dreimal wiederholt. Während der Be- und Entlastungsvorgänge wurden die Verformungen, sowie einige Bauteil- und Lufttemperaturen gemessen. Mit Hilfe der gewonnenen Meßergebnisse war es im Nachhinein möglich, die Beziehungen von Verformungen in Abhängigkeit der Belastung unter Raumtemperaturen zu ermitteln.

Nachdem diese Vorbereitungen beendet waren, wurden die Brenner gezündet. Die Heißgastemperaturen des Brandraums wurden dabei so eingestellt, daß sich die Verhältnisse gemäß den Festlegungen der Einheits-Temperatur-Zeitkurve (ETK) nach DIN 4102, Teil 2, ergaben. Im Abstand von 15 Sekunden wurden die Verformungen des Versuchskörpers kontinuierlich über den Versuchszeitraum hinweg beobachtet und gemes-

sen. Die Meßwerte der Temperaturen des Heißgases und des Versuchskörpers wurde jede Minute registriert. Außerdem wurde der Versuchskörper während des Brandversuches bezüglich unvorhergesehen auftretender Abplatzungen und Rißbildungen beobachtet. In bestimmten Zeitabständen wurde der Versuchskörper durch die vorhandenen Beobachtungsöffnungen in der Ofenwand fotografiert. Alle auftretenden Vorkommnisse wurden notiert, um sie bei der späteren Auswertung der Ergebnisse berücksichtigen zu können.

Zu Anfang des Versuchs dehnt sich der Versuchskörper aufgrund der thermischen Beanspruchung aus. Die dabei entstehenden Verformungen führen zur einer Zunahme der Stablänge bezüglich des unverformten Systems. Die statische Belastung wurde während des gesamten Versuchs nicht verändert. Nach einer gewissen Zeitspanne, die abhängig ist von dem Beanspruchungsgrad des Versuchskörpers, nehmen die Durchbiegungen des Versuchskörpers stark zu. Dies läßt sich in erster Linie auf die eintretenden Materialentfestigungen zurückführen. Gleichzeitig jedoch erfolgt auch ein Anstieg der Beanspruchungen infolge der Zunahme dieser Verformungen (Theorie II. Ordnung). Beide Anteile führen zu einem hochgradig nicht-linearen, geometrischen und physikalischen Zusammenhang zwischen der Belastung und den Verformungen. In dieser Phase des Versuchs wird die anfänglich beobachtete Verlängerung in eine Verkürzung bezüglich der unverformten Stablängsachse umgekehrt. Das Versuchsende ist dann erreicht, wenn die äußeren Lasten nicht mehr von dem Versuchskörper aufgenommen werden können. Dies erfolgte unter rascher Zunahme der Durchbiegungen der Versuchskörper.

Nach Beendigung des Brandversuchs und einer entsprechend lange Abkühlzeit wurde der Versuchskörper ausgebaut, fotografiert und nochmals vermessen. Der durch den Brandversuch beanspruchte Versuchskörper zeigte nach der Abkühlphase einen verbleibenden deformierten Zustand. Dieser verbleibende Gesamtverformungszustand fand bei der Auswertung der Meßwerte der Durchbiegungen Berücksichtigung.

5 Versuchsergebnisse

In diesem Abschnitt sollen einige der wichtigsten Ergebnisse der Brandversuche dargestellt und erläutert werden. Der Tabelle 5.1 sind die Belastungsgrößen und die erreichten Versagenzeiten für die jeweiligen

Versuchskörper zu entnehmen. Der gesamte Umfang der gemessenen Werte kann der Versuchsdokumentation im IBMB entnommen werden.

! Ver- ! Gebr.- ! Exzentrizi- ! Prüflasten ! Versagens- ! ! suchs- ! last ! täten ! ! ! zeiten ! ! körper ! ! ! N_x ! e_y ! e_z ! N_x ! M_y ! M_z ! t_u ! ! ! kN ! m ! m ! kN ! kN m ! kN m ! Min !							
! SB1 !	! 238 !	! 0.010 !	! 0.250 !	! 182 !	! 45.50 !	! 1.82 !	! 55 !
! SB2 !	! 227 !	! 0.050 !	! 0.150 !	! 192 !	! 28.80 !	! 9.60 !	! 38 !
! SB3 !	! 343 !	! 0.010 !	! 0.150 !	! 343 !	! 51.45 !	! 3.43 !	! 21 !
! SB4 !	! 293 !	! 0.050 !	! 0.150 !	! 252 !	! 37.80 !	! 12.60 !	! 45 !
! SB5 !	! 282 !	! 0.025 !	! 0.300 !	! 210 !	! 63.00 !	! 5.25 !	! 52 !
! SB6 !	! 282 !	! 0.025 !	! 0.300 !	! 254 !	! 76.20 !	! 6.35 !	! 37 !

Tabelle 5.1 Belastungsparameter und Versagenszeiten der Versuchskörper

5.1 Temperaturen

Die gemessenen Temperaturen wurden als Funktion der Zeit unter Angabe der Lage im Versuchskörper bzw. im Brandraum ausgewertet und dargestellt. Die Veränderung der Temperaturen abhängig von der Versuchsdauer können den Abbildungen des Anhangs entnommen werden. Zur besseren Orientierung sind die geometrischen Beziehungen der einzelnen Meßwerte in jedem Bild eingezeichnet. Zur leichteren Einschätzung der Ergebnisse ist zusätzlich der Kurvenverlauf der Einheits-Temperatur-Zeitkurve nach DIN 4102 in jedes Bild eingefügt worden. Auf eine Darstellung der Temperaturen als Funktion des Ortes unter Maßgabe der Zeit wurde verzichtet, weil die Meßwerte nicht dicht genug angeordnet werden konnten.

ten. Dies hätte unter den gegebenen Bedingungen zu einer erheblichen Fehleinschätzung der zwischen diesen Meßwerten vorhandenen Temperaturen geführt.

Bei den allseitig nahezu symmetrisch beflamten Versuchskörper wurden die in Tabelle 5.1.1 dargestellten Werte für die mittlere Temperaturen festgestellt.

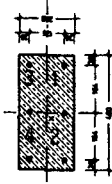

!-----!						
! ! ! ! ! ! ! !						
! ! ! Mittlere Bauteiltemperaturen in / C/ !						
! Querschnitt	! Messtelle	! nach folgenden Brandeinwirkungszeiten !				
! ! ! ! ! ! ! !						
!-----!-----!-----!-----!						
! ! 0' ! 15' ! 30' ! 45' !						
!=====!						
	1 !	1 !	16 !	107 !	165 !	248 !
	!-----!					
	2 !	16 !	24 !	97 !	114 !	
	!-----!					
	3 !	16 !	138 !	277 !	395 !	
	!-----!					
	4 !	16 !	110 !	194 !	289 !	
!-----!						
	2 !	1 !	18 !	97 !	157 !	233 !
	!-----!					
	2 !	18 !	25 !	101 !	120 !	
	!-----!					
	3 !	18 !	133 !	238 !	342 !	
	!-----!					
	4 !	18 !	109 !	183 !	285 !	
!=====!						

Tabelle 5.1.1 Mittlere Temperaturen

5.2 Verformungen

Um die Durchbiegungen der Versuchskörper SB1 bis SB4 in den beiden zugeordneten Achsrichtungen zu erhalten, war es notwendig, die gemessenen Werte mit Hilfe eines geeigneten Rechenverfahrens zu bearbeiten.

Während der Brandversuche konnten keine nennenswerten Verdrehungen der Versuchskörper um ihre Längsachse beobachtet werden. Die gemessenen Werte lagen durchweg im Genauigkeitsbereich des Meßsystems. Dadurch war es möglich bei den weiteren Ableitungen die Verdrehungsanteile zu vernachlässigen.

Die Messungen der Verformungen mußten in verschiedenen Höhen und in unterschiedliche Richtungen vorgenommen werden. Eine Verknüpfung der einzelnen Meßwerte ist demzufolge nur dann möglich, wenn eine Aussage über die gesamte Verformungsfigur getroffen werden kann. Dazu dienten in erster Linie die Vermessungen der Versuchskörper nach dem Versuch. Die verbleibende Durchbiegungsfigur wurde als Grundlage aller aufgetretenen Verformungsfiguren angesehen. Das bedeutet, so lange ein Versuchskörper sich in einem tragfähigen Zustand befand, ist seine Verformungsfigur proportional den verbleibenden Verformungen. Dies ist sicherlich eine vage Schlußfolgerung, jedoch hat sich gezeigt, daß die, unter dieser Voraussetzung, ermittelten Durchbiegungen in einer guten Verbindung zu den Meßwerten steht.

In der folgenden Abbildung 5.2.1 sind die gemessenen verbleibenden Verformungen der beiden Achsrichtungen in Abhängigkeit der Lage auf der Stützenlängsachse dargestellt. Die durchgezogenen Linien bezeichnen Funktionen, die die Meßwerte mit den geringsten Abweichungen approximieren. Die besten Annäherungen wurden durch folgenden Ansätze erzielt:

$$w_z = w_{z,l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} \cdot x\right) \quad (5.2.01)$$

und

$$w_y = w_{y,l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} \cdot x\right) \quad (5.2.02)$$

Stützenversuch "Schiefe Biegung 4 (SB4)" vom 24.01.86
Messungen der bleibenden Stützenverformungen vom 27.01.86

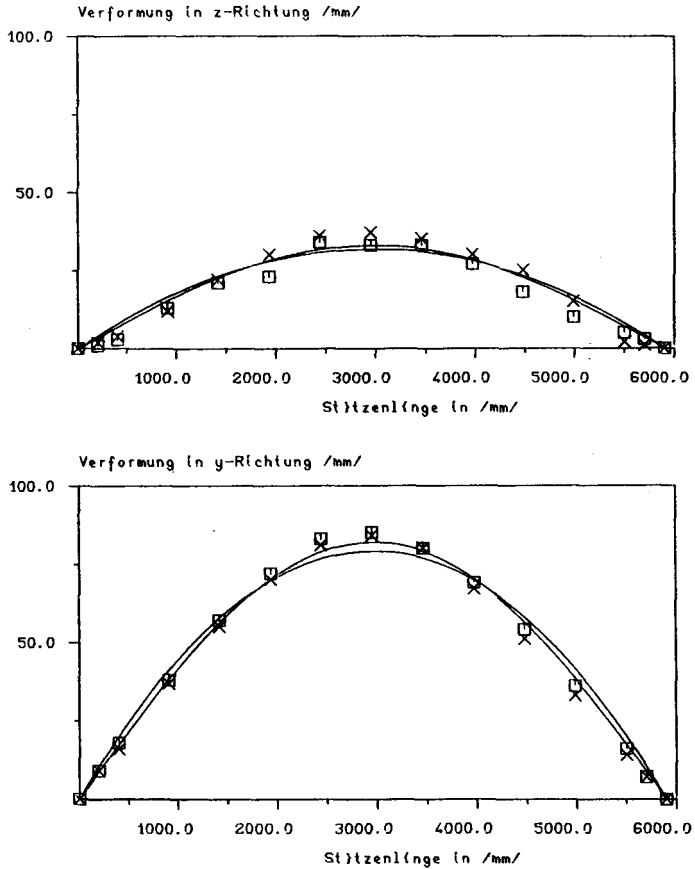


Bild 5.2.1 Mittelwerte der bleibenden Stützenverformungen

Damit läßt sich in Abhängigkeit der Mittendurchbiegungen des betrachteten Koordinatensystems die gesamte Verformungsfigur recht zutreffend berechnen. Umgekehrt kann ohne Schwierigkeit die Durchbiegungen der Stützenmitte infolge eines beliebigen Durchbiegungswertes ermittelt werden.

Für die weiteren Herleitungen, zur Berechnung der Stützendurchbiegungen, werden die temperaturabhängigen Verformungen vernachlässigt. Sind die Durchbiegungen eines Stützenquerschnitts durch Meßwerte erfaßt worden, die nicht den gewählten Koordinatenrichtungen entsprechen, so können sie durch folgende Beziehungen umgerechnet werden.

$$w_z = m_1 \cdot w_y - d_1 \cdot \sqrt{1 + m_1^2} \quad \text{mit} \quad m_1 = - \frac{1}{\tan \alpha_1} \quad (5.2.03)$$

und

$$w_z = m_2 \cdot w_y - d_2 \cdot \sqrt{1 + m_2^2} \quad \text{mit} \quad m_2 = - \frac{1}{\tan \alpha_2} \quad (5.2.04)$$

Da jedoch die Meßwerte d_1 und d_2 nicht zu demselben Querschnitt gehören, muß eine Transformation auf ein gemeinsamen Bezugsquerschnitt durchgeführt werden. In diesem Fall bietet sich der Querschnitt der Stützenmitte an, da die Gleichungen (5.2.01) und (5.2.02) diesen Wert schon enthalten. Durch Einsetzen der Gleichungen (5.2.01) und (5.2.02) in die Beziehungen (5.2.03) und (5.2.04), unter Beachtung, daß die zuletzt genannten Gleichungen für zwei unterschiedliche Querschnittslagen gelten, ergeben sich folgende Zusammenhänge:

$$w_{z, l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_1\right) = m_1 \cdot w_{y, l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_1\right) - d_1 \sqrt{1 + m_1^2} \quad (5.2.05)$$

und

$$w_{z, l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_2\right) = m_2 \cdot w_{y, l_x/2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_2\right) - d_2 \sqrt{1 + m_2^2} \quad (5.2.06)$$

Durch einführen der Beziehungen

$$\bar{d}_1 = \frac{d_1}{\sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_1\right)} \quad \text{und} \quad \bar{d}_2 = \frac{d_2}{\sin\left(\frac{\pi}{l_x} x_2\right)}$$

ergeben sich für die Lösungen der Gleichungen (5.2.05) und (5.2.06)

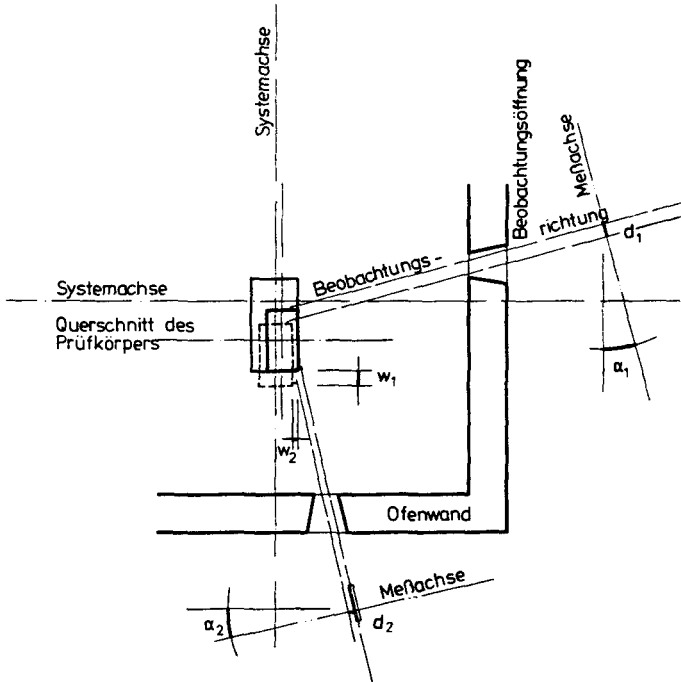


Bild 5.2.2 Lage der Meßachsen zu den Bezugsachsen (Systemachse)

nach den Durchbiegungen der Stützenmitte folgende Beziehungen:

$$w_{z,1x/2} = \frac{\bar{d}_2 \cdot m_1 \cdot \sqrt{1 + m_2^2} - \bar{d}_1 \cdot m_2 \cdot \sqrt{1 + m_1^2}}{m_2 - m_1} \quad (5.2.07)$$

$$w_{y,1x/2} = \frac{\bar{d}_2 \cdot \sqrt{1 + m_2^2} - \bar{d}_1 \cdot \sqrt{1 + m_1^2}}{m_2 - m_1} \quad (5.2.08)$$

Mit den Gleichungen (5.2.07) und (5.2.08) lassen sich die Durchbiegungen des Querschnitts der Stützenmitte aus zwei von einander unabhängigen Meßwerten berechnen. Ebenfalls können daraus die Verdrehungen der Stützenquerschnitte unter Beachtung der Gleichungen (5.2.01) und

(5.2.02) ermittelt werden.

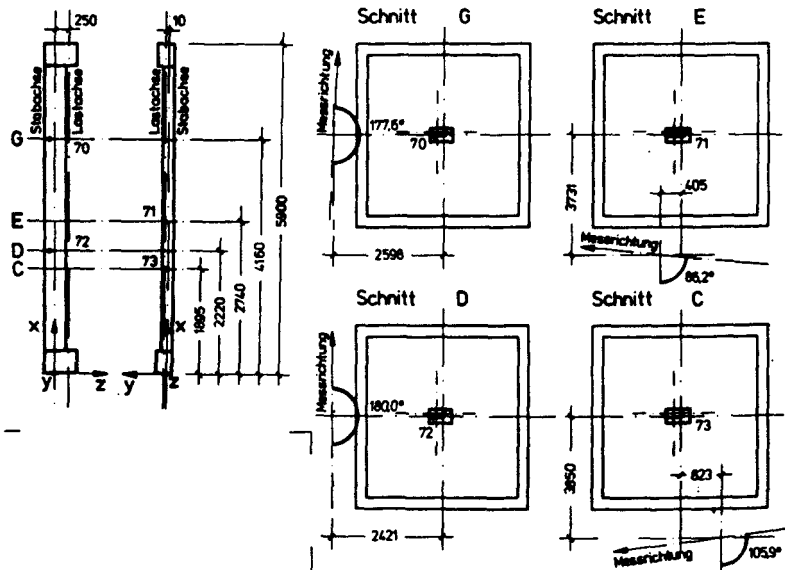


Bild 5.2.3 Koordinatensystem bezüglich der Stützenverformungen

Um eine einigermaßen verlässliche Aussage über die Durchbiegungen der Stützenmitte zu jedem Zeitpunkt t_i eines Brandversuchs zu erhalten, werden die vier gemessenen Werte untereinander so in Beziehung gesetzt, daß der Meßwert des Querschnitts G (Schnitt G) bzw. des Querschnitts D (Schnitt D) mit den Meßwerten der Querschnitte C und E (Schnitt C und E) verknüpft werden. Dadurch ergeben sich vier voneinander unabhängige Kombinationen für die Durchbiegungen in der Stützenmitte. Die sich einstellenden geringen Abweichungen der gerechneten Werte bedeuten, daß das zuvor erläuterte Rechenverfahren und seine Voraussetzungen im Rahmen der hier zu erreichenden Genauigkeiten recht gute Ergebnisse liefert.

Für die Versuchskörper SB5 und SB6 konnten die Durchbiegungen der Stütze direkt gemessen werden.

Im Anhang zu diesem Bericht sind die Verformungen als Funktion der Zeit bzw. für den Fall der Vorbelastung als Funktion der Last ausgewertet und dargestellt.

5.3 Belastungen

Die äußeren Belastungen der Versuchskörper wurde während des Brandversuches nicht geändert. Das Aufbringen der exzentrisch eingeleiteten Längskraft wurde stufenweise durchgeführt. Die dabei gemessenen Werte sind der Versuchsdokumentation im IBMB zu entnehmen.

6 Zusammenfassung

Insgesamt wurden sechs Großversuche an Stahlbetonstützen unter zweiachsiger Biegung und hohen Temperaturen durchgeführt. Trotz Einhaltung der in der Normung geforderten Werte konnte kein Versuchskörper eine Beanspruchungszeit von 60 Minuten erreichen (siehe Tabelle 5.1). Auch unter dem Einfluß abgeminderter Belastungen waren die Stützen nicht in der Lage die angestrebten Versagenszeiten zu erreichen. Dies kann viele Gründe haben.

Zum einen erscheint das ungünstige Einwirken einer zweiachsigen Momentenbeanspruchung auf die Spannungsverteilung innerhalb der symmetrisch bzw. unsymmetrisch durchwärmten Stahlbetonquerschnitte die Tragreserven derartig belasteter Stützen in erheblichen Maße zu vermindern. Weiterhin ergeben sich aufgrund der gewählten Lagerungsverhältnisse keine zusätzlich stützenden Einwirkungen, die die Versagenszeiten positiv beeinflussen können. Auch die durch den Versuchsaufbau beeinflussten kälteren Lasteinleitungszonen werden keinen wesentlichen Einfluß auf das Versuchsergebnis zeigen, da der für das Versagen maßgebende Stützenquerschnitt sich im mittleren Drittel der Stäbänge befindet. Die durch die kälteren Lasteinleitungszonen erhöhten Randsteifigkeiten der Stütze werden durch die nahezu freie Verdrehbarkeit der Endquerschnitte nur im geringen Maße auf den Versagensquerschnitt in der Mitte der Stütze zur Wirkung gelangen. Bei eingespannten Stützen hingegen kann der zuvor geschilderte Einfluß unter Umständen zu einer Verbesserung der Versagenszeiten beitragen, wenn gewährleistet werden kann, daß kein frühzeitiger Bruch innerhalb der Einspannbereiche auftritt.

Außerdem haben die durchgeführten Versuche gezeigt, daß eine Torsionsbeanspruchung unter den gewählten Randbedingungen nicht nachweisbar war. Die Messungen belegen, daß keine nennenswerten Verdrehungen der Stützen während der Versuchdauer beobachtet wurden.

Die Stützenverformungen zeigten deutlich einen sinusförmigen Verlauf, zumal die Messungen der verbleibenden Verformungen nach dem Brandversuch dies nochmals bestätigten.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die gefundenen Resultate zu einer weiteren theoretischen Gesamtbetrachtung des Problems herangezogen wurden und mittels eines eigens dazu entwickelten Rechenprogrammes (PBQST) hinreichend genau nachvollzogen werden konnten. Die theoretischen Ableitungen und die dazu notwendigen Grundlagen sind ausführlich in /14/ beschrieben. Letztendlich können die komplexen Vorgänge und Einflußgrößen, die das Trag- und Verformungsverhalten von zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbelastung beeinflussen, nur durch eine aufwendige Berechnung wiedergegeben werden.

7 Literaturverzeichnis

- /1/ Becker, J., Bizri, H., Bresler, B.; FIRST; a computer-program for the FIRE response of Structures-Thermal; Report No.: UCB FRG 74-1, January 1974
- /2/ Becker, J., Bresler, B.; FIRE-RC; A computer program for the fire response of structures-reinforced concrete frames; Report No. UCB FRG 74-3; July 1974
- /3/ Bronstein - Semaidjajew; Taschenbuch der Mathematik; Verlag Harri Deutsch, 1973
- /4/ Haß R., Klingsch W.; Parameteruntersuchungen zum Brandverhalten von Stahlbetonstützen - Versuche und theoretische Begleitung; SFB 148 Arbeitsbericht 1978 - 1980, Teil I
- /5/ Hell, F.; Grundlagen der Wärmeübertragung; VDI-Verlag Düsseldorf
- /6/ Hoffend F.; Zum Brandverhalten von Stahlbauteilen - Versuchsergebnisse und rechnerische Untersuchungen; SFB 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983, Teil I
- /7/ Kersten, R.; Das Reduktionverfahren der Baustatik; Springer-Verlag, 2.Auflage
- /8/ Kordina, K., Meyer-Ottens, C.; Beton Brandschutz-Taschenbuch; Beton-Verlag
- /9/ Kordina K., Klingsch W.; Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von Vollprofil-Stützen ohne Beton; Studiengesellschaft für Anwendungstechnik für Eisen und Stahl e.V.; P35; 1983
- /10/ Quast, U.; Geeignetes Verfahren für die Lösung des Traglastproblems der ausmittig gedrückten prismatischen Stahlbetonstütze mit Rechteckquerschnitt; Dissertation 1970, Braunschweig

- /11/ Quast U.; Programmgesteuertes Berechnen im Massivbau; Braunschweig, Vorlesungen SS 1978

- /12/ Quast U., Haß R., Rudolph K.; STABA-F; A Computer Program for the Determination of Load-Bearing and Deformation Behaviour of Uni-Axial Structural Elements under Fire Action; Braunschweig, März 1984

- /13/ Richter F.; Die wichtigsten physikalischen Eigenschaften von 52 Eisenwerkstoffen; Verlag Stahleisen m. b. H., 1973

- /14/ Rudolph K.; Über die Berechnung von zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbelastung; Wissenschaftliche Arbeit 1987, Braunschweig

- /15/ Schaumann P.; Zur Berechnung stählerner Bauteile und Rahmentragwerke unter Brandbeanspruchung; Ruhr Universität Bochum, Oktober 1984

- /16/ Schneider U., Diederichs U., Weiß R.; Hochtemperaturverhalten von Festbeton; SFB 148 Arbeitsbericht 1975 - 1977, Teil II

- /17/ Schneider U., Diederichs U.; Physikalische Eigenschaften von Beton von 20 C bis zum Schmelzen; Beton + Fertigteil-Technik 3/81

- /18/ Szilard Galgoul, N.; Beitrag zur Bemessung von schlanken Stahlbetonstützen für schiefe Biegung mit Achsdruck unter Kurzzeit- und Dauerbelastung; Dissertation 1978, München Verlag Stahleisen m.b.H.; 1973

- /19/ Wickström, U.; TASEF; a computerprogram for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire; Report No.: 79-2; Lund Institut of Technology, Sweden

Brandversuche an wendelbewehrten Stützen

(umschnürte Druckglieder)

von

Dipl.-Ing. T. Dorn

Dr.-Ing. R. Haß

I n h a l t

	<u>Seite</u>
1. Stand der Kenntnisse, Ausgangsfragestellung	1
2. Versuchskonzept	1
3. Versuchsvorbereitung	5
3.1 Versuchskörperherstellung	5
3.2 Lastermittlung	5
3.3 Meßprogramm	5
3.3.1 Temperaturmessungen	5
3.3.2 Verformungsmessungen	8
4. Durchführung und Ergebnisse der Brandversuche	9
4.1 Stützenversuche	9
4.2 Versuche an Stützenabschnitten	9
5. Wertung der Versuchsergebnisse und Folgerungen für die brandschutztechnische Bemessung umschnürter Druckglieder	10

Brandversuche an wendelbewehrten Stützen (umschnürte Druckglieder)

1 Stand der Kenntnisse, Ausgangsfragestellung

Nach DIN 1045 (12.78) gelten solche Druckglieder als umschnürt, deren Längsbewehrung durch eine kreisförmige Wendel umschlossen ist. Der traglaststeigernde Einfluß der Umschnürung darf bei Druckgliedern mit mindestens der Festigkeitsklasse B 25 bis zu einer Schlankheit $\lambda = 50$ und bis zu einer Lastausmitte von $e \leq d_K/8$ (d_K = Kerndurchmesser) in Rechnung gestellt werden. Die Bruchlast des umschnürten Druckgliedes darf nach DIN 1045, Abschn. 17.3.2 um einen Wert N_u größer angenommen werden als die eines nur verbügelten Druckgliedes mit gleichen Außenabmessungen.

In DIN 4102 Teil 4 (3.81), Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, werden umschnürte Druckglieder nicht gesondert berücksichtigt. Wendelbewehrte Stahlbetonstützen sind demnach bei der Bemessung für bestimmte Feuerwiderstandsklassen wie verbügelte Stützen nach Tab. 33 der genannten Norm zu behandeln. Die Einhaltung der für Stahlbetonstützen geltenden Mindestquerschnittsabmessungen und Mindestachsabstände gewährleisten im allgemeinen das Erreichen der geforderten Feuerwiderstandsklasse unter der zulässigen Gebrauchslast der nur verbügelten Stütze nach DIN 1045. Es stellt sich daher die Frage, ob sich die bei umschnürten Druckgliedern zulässige Erhöhung der Gebrauchslast negativ auf die Feuerwiderstandsdauer der Stütze auswirkt.

Bei wendelbewehrten Stützen muß außerdem unter Brandbeanspruchung mit erhöhter Gefahr von Abplatzungen gerechnet werden, da durch die geringe Ganghöhe die Bewehrungsstäbe der Wendel eng nebeneinander liegen.

2 Versuchskonzept

Die Versuchsstützen waren so ausgelegt, daß kritische Kombinationen von Abmessungen, Lagerungsart und Belastung überprüft wurden. Damit wurden Aussagen über etwaige Sicherheitslücken in den bestehenden Normen möglich.

Aus vorliegenden Untersuchungen /3/ ist bekannt, daß Stahlbetonstützen in den Fällen

Lastermittlung:	Lagerung im Versuch:
Euler-Fall 2	Euler-Fall 2
Euler-Fall 3	Euler-Fall 3

die Anforderungen der geforderten Feuerwiderstandsklasse nicht erfüllen. Die Versuchsstützen wurden nach DIN 4102 für die Anforderungen der Feuerwiderstandsklasse "F 90" dimensioniert. Mit den Versuchen sollte überprüft werden, ob die umschnürten Stützen die Feuerwiderstandsdauern entsprechend bemessener, nur verbügelter Stützen erreichen und wie sich die Wendelbewehrung auf das Abplatzverhalten auswirkt.

Bei der Ausführung wendelbewehrter Stahlbetonstützen sind die Bestimmungen gemäß DIN 1045 Abschnitt 17.3, 25.2 und 25.3 einzuhalten (s. Tab. 1). Unter Beachtung der in DIN 4102 Teil 4 Tabelle 33 vorgegebe-

DIN 1045, 17.3:

mindestens B 25

$\lambda \leq 50$ (Gesamtquerschnitt)

$e \leq d_K/8$

Einfluß Theorie II. Ordnung ist zu berücksichtigen

$$\Delta N_U = (\nu A_w \beta_{sw} - (A_b - A_K) \beta_R) \cdot \left(1 - \frac{8 M}{N d_K}\right) \geq 0$$

DIN 1045, 25.2 und 25.3:

min $d_K = 20$ cm (Ortbeton)

= 14 cm (Fertigteile)

min $A_s = 2$ % von A_K

max $A_s = 9$ % von A_K

mindestens 6 Längsstäbe über Umfang verteilen

Ø Längsbewehrung: min $d = 12$ mm für $b \geq 20$ cm

max. Ganghöhe der Wendel: 8 cm oder $d_K/5$

min. Durchmesser der Wendel: 5 mm

Tabelle 1

nen Mindestdicken und -achsabstände ergeben sich bei Dimensionierung für "F 90" Minstdurchmesser von 24 cm für die umschnürten Stützen. Aus den vorliegenden Versuchsergebnissen ist auch bekannt, daß Stahlbetonstützen mit Durchmessern über 30 cm die angestrebte Feuerwiderstandsdauer sicher erreichen, da sich der massive Betonquerschnitt thermisch günstig auswirkt. Für die Versuchsstützen wurden daher die Grenzdurchmesser 24 bzw. 30 cm gewählt.

Die zulässige Traglastserhöhung N_u ist im wesentlichen von der Beschaffenheit der Wendelbewehrung, von der Betonfestigkeit und von der Ausmitte der Belastung abhängig. Die Lastserhöhung wird größer mit

- steigendem Achsdurchmesser, Stabquerschnitt und Streckgrenze der Wendelbewehrung,
- kleinerer Ganghöhe der Wendel,
- niedrigerer Betonfestigkeit und
- kleinerer Lastausmitte.

Den größten Einfluß haben bei gleicher Lastausmitte der Durchmesser der Wendelbewehrung und die Betonfestigkeit. Um möglichst hohe Zuwächse zur Traglast zu erhalten, wurde bei der Herstellung der Stützen die niedrigste zugelassene Betonfestigkeitsklasse B 25 angestrebt. Außerdem wurde der größtmögliche mit der Biegemaschine bearbeitbare Durchmesser (12 mm) für den Stabquerschnitt der Wendel und die kleinstmögliche Ganghöhe der Wendel (3,5 cm) gewählt.

Die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen nimmt mit zunehmender Schlankheit ab /3/. Für die Brandversuche an wendelbewehrten Stützen wurde daher die größte nach DIN 1045 (s. Tabelle 1) zugelassene Schlankheit $\lambda = 50$ gewählt. Bei größeren Stützendurchmessern ergeben sich wegen des geringen erforderlichen Achsabstands der Bewehrung größere Kerndurchmesser. Dies bewirkt prozentual größere Lastserhöhungen, bezogen auf die zulässige Stützenlast der nur verbügelten Stahlbetonstütze. Der kritischste Fall ergibt sich somit bei einer wendelbewehrten Stütze mit $d = 30$ cm, $\lambda = 50$ und $L = 3,70$ m bei Lagerung nach Euler-Fall 2 (beidseitig gelenkig). Die Versuche mit den 24 cm-Stützen wurden unter den Lagerungsbedingungen des Euler-Falls 3 (einseitig eingespannt, einseitig gelenkig) durchgeführt ($L = 4,20$ m).

Bei der Ermittlung der zulässigen Traglastserhöhung nach DIN 1045 wird berücksichtigt, daß die Umschnürungswirkung der Wendel mit zunehmender Schlankheit abnimmt /2/. Bezogen auf die zulässige Last der nur verbügelten Stütze ergeben sich somit die größten Lastserhöhungen für gedrungene Stützen. Druckglieder mit Schlankheiten $\lambda < 20$ werden jedoch bei üblichen Geschoßhöhen nicht vorkommen. Hinsichtlich des Brandverhaltens sind massige Bauteile ohnehin als unbedenklich einzustufen. Um trotzdem phänomenologisch den Einfluß der größtmöglichen Lastserhöhung zu untersuchen, wurden weitere Brandversuche an Stützenabschnitten mit einer Länge von 0,90 m mit Durchmessern von 24 bis 30 cm ($\lambda = 15$ und $\lambda = 12$) durchgeführt.

Insgesamt wurden je drei Versuche mit Stützen von 24 und 30 cm Durchmesser durchgeführt sowie fünf Versuche an Stützenabschnitten.

Weitere Parameter der Untersuchung waren der Bewehrungsgehalt, die Lastausmitte und in einem Fall die Lastausnutzung. Tabelle 2 enthält eine Übersicht der durchgeführten Versuche.

	\varnothing (cm)	A_s (%)	e (cm)	λ	L (m)	Euler- Fall	Bemerkungen
Stützen	24	4	0,5	50	4,20	3	$e = d_k/8 \Rightarrow \Delta N_u = 0$
	24	4	2,3	50	4,20	3	
	24	6	0,5	50	4,20	3	
	30	4	0,5	50	3,70	2	90 % Ausnutzung
	30	4	0,5	50	3,70	2	
	30	6	0,5	50	3,70	2	
Stützen- abschnitte	24	4	0,5	15	0,90	2	Doppelversuch
	24	4	0,5	15	0,90	2	
	24	6	0,5	15	0,90	2	
	30	4	0,5	12	0,90	2	80 % Ausnutzung
	30	6	0,5	12	0,90	2	

Tabelle 2: Versuchsprogramm

3 Versuchsvorbereitung

3.1 Versuchskörperherstellung

Die Herstellung der wendelbewehrten Stützen erfolgte werksseits durch ein örtliches Bauunternehmen, bei dem einschlägige Erfahrungen bei der Betonage solcher Bauteile vorlagen. Begleitend wurden bei jeder Betonage Probekörper (Würfel mit 15 cm Kantenlänge) hergestellt, an denen später die Betondruckfestigkeit und der Feuchtigkeitsgehalt bestimmt wurden. Außerdem wurden von sämtlichen eingebauten Bewehrungsstählen Proben zur Ermittlung der mechanischen Kennwerte der Betonstähle geschnitten.

3.2 Lastermittlung

Die Ermittlung der zulässigen Gebrauchslast der Stützen sowie der aufgrund der Umschnürung zulässigen Gebrauchslasterhöhung erfolgte auf der Basis der aktuellen Materialfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt. Die Stützengebrauchslast wurde nach dem strengen Verfahren nach DIN 1045 (12.78) Abschnitt 17.4.4 ermittelt. Die nach DIN 1045 Abschnitt 17.3.2 zulässige Traglasterhöhung wurde unter Einrechnung des Sicherheitsbeiwerts $\gamma = 2,1$ zur zulässigen Gebrauchslast addiert.

3.3 Meßprogramm

3.3.1 Temperaturmessungen

Die Messung der Bauteiltemperaturen erfolgte über Ni-CrNi-Thermoelemente, die vor der Betonage durch Punktschweißung an den Bewehrungsstählen befestigt und gebündelt am Ende der Stütze aus dem Bauteil geführt wurden. Die Meßelemente waren in drei Schnitten in der Mitte der Stützen und jeweils 1,0 bzw. 0,95 m vor dem Kopf- oder Fußpunkt der Stützen angeordnet. Bei den Stützenabschnitten waren die Thermoelemente nur in einem Schnitt in der Mitte der Stütze angebracht. Die Bilder 1 und 2 zeigen die Lage der Elemente sowie die gemessenen Temperaturen beispielhaft von Versuch 3.

Die Messung der Brandraumtemperaturen erfolgte mit Mantelthermoelementen, die entsprechend DIN 4102 Teil 2 angeordnet waren.

Thermoelemente Stützen

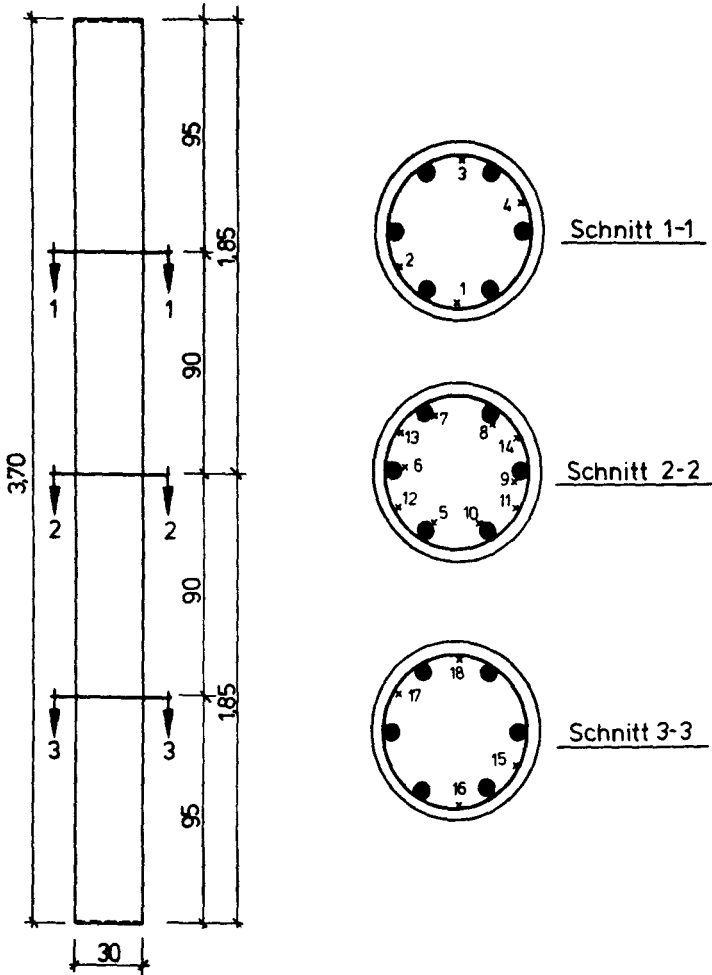
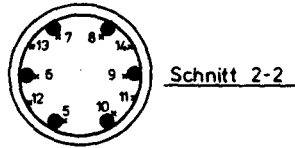
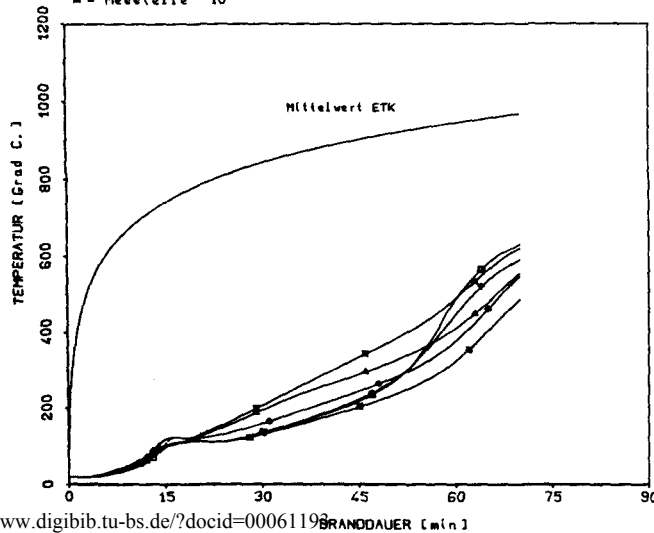


Bild 1: Temperaturmeßstellen

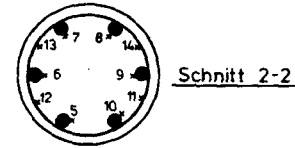
VERSUCH 3
BAUTEILTEMPERATUREN SCHNITT 2 - 2
08.04.1986



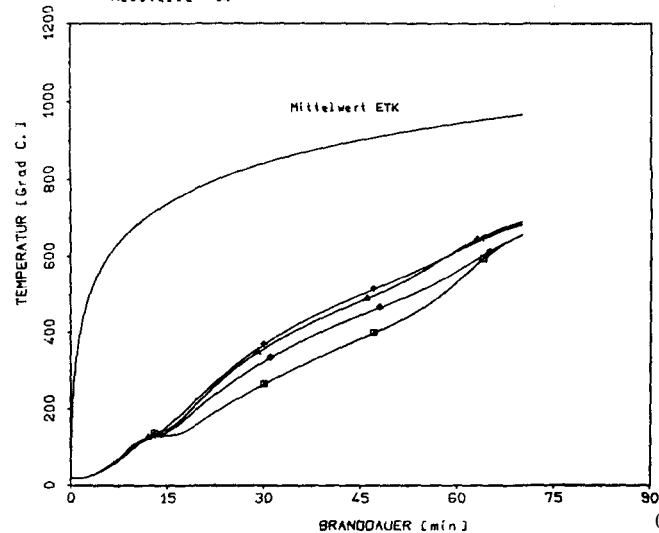
- = Messstelle 5
- △ = Messstelle 6
- ⊕ = Messstelle 7
- + = Messstelle 8
- = Messstelle 9
- = Messstelle 10



VERSUCH 3
BAUTEILTEMPERATUREN SCHNITT 2 - 2
08.04.1986



- = Messstelle 11
- △ = Messstelle 12
- ⊕ = Messstelle 13
- + = Messstelle 14



3.3.2 Verformungsmessungen

Bei den schlanken Stützen wurden während der Brandversuche die Pressenwege zur Ermittlung der vertikalen Verschiebung der Stützen aufgezeichnet. Durch optische Messung mit Kathetometern wurden die Ausbiegungen der Stützen in zwei Höhenlagen und zwei senkrecht zueinander befindlichen Richtungen gemessen. Bild 3 zeigt beispielhaft die Meßwerte des Versuchs 2.

VERSUCH 2

WENDELBEWEHRTE STUETZE

VERFORMUNGEN DES VERSUCHSKOERPERS

03.04.1986

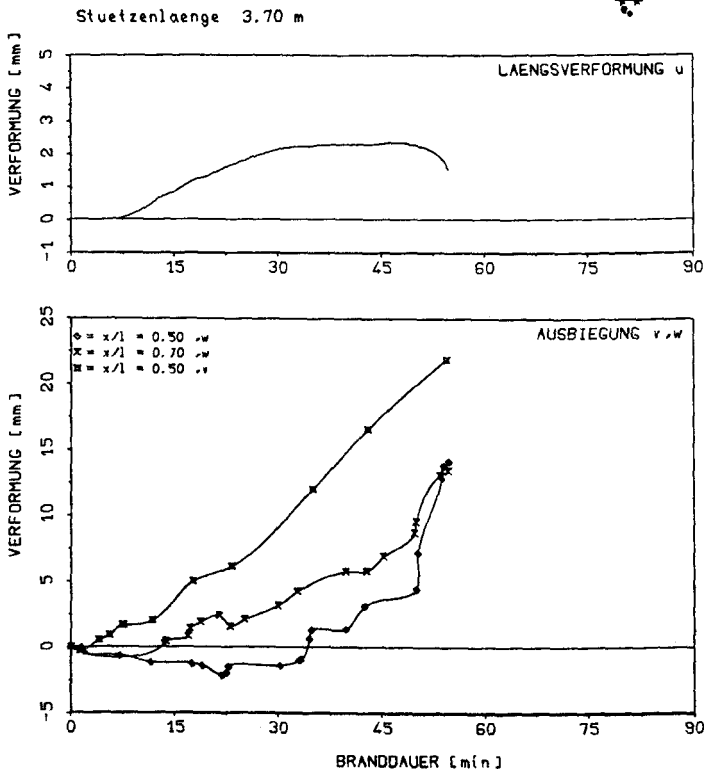
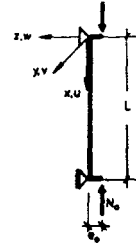


Bild 3: Verformungen der Versuchsstütze 2

4 Durchführung und Ergebnisse der Brandversuche

4.1 Stützenversuche

Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht. Die Last wurde planmäßig ausmittig eingeleitet ($e_0 = 5 \text{ mm}$), um ein Ausbiegen der Stütze in eine bestimmte Richtung zu bewirken. Die nach Beendigung der Belastung gemessenen Verformungen waren Ausgangspunkt für die Messung der Ausbiegungen und Vertikalverschiebungen während des Brandversuchs. Der Brandraum konnte während der Versuche durch Beobachtungsöffnungen teilweise eingesehen werden. Die Beflammung erfolgte entsprechend der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 Teil 2.

Bei allen Versuchen traten zwischen der 12. und 15. Minute der Brandbeanspruchung großflächige Abplatzungen auf. Bei den Stützen mit 30 cm Durchmesser platzte dabei der Beton vornehmlich auf der "Zugseite", d.h. auf der Seite der vorgegebenen Ausbiegungsrichtung, ab. Auf der Druckseite traten hier nur in einem Fall (Versuch 2) Abplatzungen in der Mitte der Stütze auf etwa 1 m Höhe auf. Bei den 24 cm-Stützen bewirkte das Abplatzen fast des gesamten Betons außerhalb der Bügelwendel in zwei Fällen ein schlagartiges, sofortiges Versagen der Stützen (Versuche 4 und 5), in einem Fall versagte die Stütze 9 Minuten später (Versuch 6). Bei gleichem Bewehrungsgrad (Versuch 4 und 5) trat das Versagen unabhängig von der Lastausmitte sofort nach den Abplatzungen auf.

Die 30 cm-Stützen erreichten trotz der Abplatzungen annähernd Feuerwiderstandszeiten, die für die Lagerung bei Euler-Fall 2 erwartet werden konnten /3/. Es wurden hier 55 min (6,1 % Bewehrung, 100 % Last), 70 min (4,2 % Bew., 100 % Last) und 88 min (4,2 % Bew., ca. 90 % Last) erreicht.

4.2 Versuche an Stützenabschnitten

Die Stützenabschnitte erreichten Feuerwiderstandsdauern zwischen 82 und 100 min bei Vollauslastung, 120 min bei 80 % Belastung. Es traten auch bei diesen Versuchen bereits nach ca. 15 min große Risse auf der

Druckseite auf, die später zum Ablösen der Betonschale außerhalb der Wendelbewehrung führten.

Tabelle 3 enthält eine Übersicht der Versuchsergebnisse.

5 Wertung der Versuchsergebnisse und Folgerungen für die brandschutz-technische Bemessung umschnürter Druckglieder

Bei der Durchführung der Brandversuche an wendelbewehrten Stützen wurden extreme Kombinationen von Lagerungsbedingungen, Schlankheit und Belastung untersucht, wie sie in der Praxis wohl nur selten anzutreffen sind. Um möglichst große Lasterhöhungen zu bekommen, war der Durchmesser der Wendelbewehrung mit 12 mm bei einer Ganghöhe von 3,5 cm gewählt worden. In der Praxis sind bei diesen Stützendurchmessern kleinere Querschnitte der Wendelbewehrung üblich.

Da umschnürte Druckglieder ohnehin abplatzgefährdet sind, wurde diese Eigenschaft durch die extrem gewählte Bewehrung noch verstärkt. Die gemessenen Feuchtigkeitsgehalte (2,6 - 2,8 %) entsprachen praxisüblichen Bedingungen (die Stützen waren zum Versuchszeitpunkt ca. ein Jahr alt) und lagen somit gering über dem für Abplatzungen kritischen Wert von 2,0 Gew.-% /1/.

Die durchgeführten Brandversuche zeigten, daß die Resttragfähigkeit des Stützenkerns nach dem bei der Wendelbewehrung zu erwartenden Abplatzen der äußeren Betonschale entscheidend für die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stütze ist.

Die 30 cm-Stützen erreichten trotz des frühen Abplatzens des Betons ausserhalb der Wendel Feuerwiderstandsdauern, die bei beidseitig gelenkiger Lagerung (Euler-Fall 2) erwartet werden können:

- volle Auslastung, $\mu = 4 \%$: $t_u = 70 \text{ min}$
- 90 % Auslastung, $\mu = 4 \%$: $t_u = 88 \text{ min}$
- volle Auslastung, $\mu = 6 \%$: $t_u = 55 \text{ min}$

Der Restquerschnitt war hier also noch genügend tragfähig. Da im baupraktischen Einbauzustand meist günstigere Verhältnisse vorliegen

Nr.		\varnothing cm	μ %	Euler- Fall	e cm	β_R N/mm ²	Feucht- gehalt Gew.-%	β_S N/mm ²	zul. Last N + Δ N kN	Ausnutz. grad %	t_u min	Bemerkungen
Stützen	1	30	4,2	2	0,5	25,0	2,67	449	1683	90	88	12. min starke Abplatzungen Zugseite
	2	30	6,1	2	0,5	25,4	2,80	479	2061	100	55	12. - 15. min starke Abplatzungen, Druck- und Zugseite
	3	30	4,2	2	0,5	26,1	2,78	446	1767	100	70	12.min starke Abplatz., Druck-u.Zugseite
	4	24	4,2	3	0,5	25,0	2,67	456	1016	100	15	15.min schlagart. Versagen nach großflä- chigen Abplatzungen
	5	24	4,2	3	2,3	26,1	2,78	457	790	100	16	16.min Schale vollständig abgeplatzt, schlagartiges Versagen
	6	24	6,5	3	0,5	25,4	2,80	449	1251	100	24	15.min starke Abplatzungen
Stützenabschnitte	1	24	4,2	2	0,5	25,0	2,67	497	1150	100	100	
	2	24	4,2	2	0,5	26,9	2,78	523	1176	100	82	10.min oben breite Risse rundum Schale abgelöst
	3	24	6,5	2	0,5	25,4	2,80	451	1398	100	88	15.min Abplatzungen Druckseite
	4	30	4,2	2	0,5	25,0	2,67	459	1805	100	100	15.min Abplatzungen Druckseite oben
	5	30	6,1	2	0,5	26,1	2,78	476	2083	80	120	

Tabelle 3: Versuchsergebnisse

(Euler-Fall 3), kann hier die Bemessung für den Brandfall entsprechend der nur verbügelten Stütze als ausreichend angesehen werden.

Aufgrund der Versuchsergebnisse der 24 cm-Stützen kann dagegen die nach DIN 4102 Teil 4 durchgeführte Bemessung für ein nur verbügeltes Druckglied nicht als hinreichend für umschnürte Druckglieder angesehen werden. Diese Stützen versagten jeweils sofort nach dem Abplatzen der Betonschale nach 15 bzw. 16 min ($u = 4\%$) und bei einem etwas höheren Bewehrungsgrad von 6 % nur unwesentlich später (24. min).

Es wird deshalb empfohlen, wendelbewehrte Stützen mit $d = 24$ cm bei Anforderungen an den Feuerwiderstand nicht auszuführen.

Bei den Versuchen an den gedrungenen Stützenabschnitten traten keine Besonderheiten (Abplatzungen, vorzeitiges Versagen) auf.

Literatur

- /1/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Beton-Verlag Düsseldorf, 1981.
- /2/ Menne, Stöckl: "Tragfähigkeit und Verformung wendelbewehrter Stahlbetonstützen unter ausmittiger Belastung", Beton- und Stahlbetonbau 11/1981.
- /3/ Haß, R.: "Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton", Dissertation, TU Braunschweig 1986

A 1 - 6 - 1

Mathematische Modellierung des

Verformungsverhaltens von Festbetonen

unter Brandbeanspruchung

von

Dr.-Ing. Haksever

Inhaltsverzeichnis

Seite

1. Einleitung	3
1.1 Stand der Erkenntnisse	3
1.2 Problemstellung	6
2. Ein analytisches Modell für Hochtemperatur-Betonverhalten	7
2.1 Verformungsanteile des Betons bei hohen Temperaturen	7
2.2 Modellierung der Spannungsgeschichte	8
2.3 Sukzessive Berechnung der Druckspannungen	12
2.4 Ansatz für die Zugfestigkeit des Betons	16
2.5 Irreversible Ansätze	16
2.6 Bestimmung des Bruchzustands	17
3. Funktionale Beziehungen der die Spannungs-Verformungs- entwicklung beeinflussenden Parameter	18
3.1 Thermische Dehnung	18
3.1.1 Einfluß der Erwärmungsrate	18
3.1.2 Einfluß der Probengröße	20
3.1.3 Einfluß der Temperaturgeschichte	22
3.2 Einfluß der Erwärmungsgeschwindigkeit auf die Betonfestigkeit	23
3.3 Einfluß der Erwärmungsgeschwindigkeit auf den E-Modul des Betons	25
3.4 Verlauf der Kriechfunktion	26
3.4.1 Einfluß des Belastungsgrades	27
3.4.2 Einfluß der Betonfeuchtigkeit	29
3.4.3 Einfluß der Standzeit	31
3.5 Irreversible Ansätze für Betonstahl	33
3.6 Spannungs-Dehnungs-Geschichte eines Betonelements im Brandfall	35
4. Zusammenfassung	38
5. Literatur	40

1. Einleitung

Zur Klärung der Relaxationsphänomene, wie sie bei gezwängten Bauteilen unter Brandbeanspruchung besonders deutlich auftreten, wurden in den vergangenen Förderungsperioden experimentelle und theoretische Arbeiten in den Teilprojekten A1 und B3 des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführt. Sie haben gezeigt, daß die Modellierung des Materialverhaltens von Konstruktionsbeton möglichst wirklichkeitsnah, d.h. unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Parameter, vorgenommen werden muß.

In diesem Beitrag wird ein konstitutives Materialmodell vorgestellt, das in der laufenden Förderungsperiode durch eine intensive Grundlagenforschung entwickelt wurde. Das hier vorgelegte Materialmodell berücksichtigt das breite Spektrum des Materialverhaltens von Normalbeton und erfordert deshalb einen hohen Rechenaufwand bei den rechnergestützten numerischen Untersuchungen.

Es wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Gültigkeit der Modellierung durch Brandversuche mit Großprobekörpern zu verifizieren. Dieses Vorgehen ist besonders wichtig, da von verschiedenen Forschern Ansätze vorgestellt werden, die nur für kleine Probekörper gelten, deren Gültigkeit jedoch für Bauteile stets nachweislich fehlt.

1.1 Stand der Erkenntnisse

In diesem Beitrag wird ein Lösungsweg gezeigt, um das Materialverhalten des Normalbetons im Zwängungszustand eines Bauteils wirklichkeitsnah berücksichtigen zu können.

Beton gehört zu einer Materialgruppe, die unter Last zeitabhängige Verformungen zeigt. Derjenige Anteil der auftretenden Gesamtdéhnung, der nach Abzug der elastischen und thermischen Déhnung (ϵ_{el} und ϵ_{th}) und des lastunabhängigen Schwindens ϵ_s verbleibt, wird allgemein als Kriechdéhnung ϵ_k bezeichnet.

Das Kriechen von Beton unter erhöhten Temperaturen wurde bereits von einer Vielzahl von Forschern untersucht. Im Rahmen dieses Beitrages

wird jedoch nur auf die Arbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 /4, 12/ und schwedischer Forscher eingegangen, die zur Klärung des Hochtemperaturkriechens vom Baustoff Beton im Brandfall besondere Forschungsarbeiten durchgeführt haben.

Das im Lund Institute of Technology von Anderberg /13/ vorgelegte Materialmodell beschreibt die totale Verformung des Betons nach Gl. (1.1).

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon(\sigma(t), T(t), \tilde{\sigma}) \quad (1.1)$$

In Gl. (1.1) wird mit $\tilde{\sigma}$ die Spannungsgeschichte des Betonelements unter Hochtemperatur-Beanspruchung erfaßt. Die Gesamtverformung ϵ_{tot} besteht aus mehreren Komponenten, wobei die einzelnen Größen mit einer bestimmten Versuchsdurchführung im Zusammenhang stehen. Die Gl. (1.1) wird in expliziter Form wie folgt angegeben:

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{th}}(T) + \epsilon_{\sigma}(\tilde{\sigma}, \sigma, T) + \epsilon_{\text{sk}}(\sigma, T, t) + \epsilon_{\text{uk}}(\sigma, T) \quad (1.2)$$

wobei ϵ_{th} die thermische Dehnung, ϵ_{σ} die spannungsabhängige spontane Stauchung unter instationärer Temperaturbeanspruchung, ϵ_{sk} das stationäre Kriechen und ϵ_{uk} das Übergangskriechen bei bestimmter konstanter Druckspannung ist. Die Bestimmung der Verformungsanteile ist in /10, 13, 14/ ausführlich erläutert. Anderberg formuliert das Übergangskriechen ϵ_{uk} als eine spontane Reaktion auf die Temperatureinwirkung und setzt diese Verformung in lineare Beziehung zur aktuellen Druckspannung. Die Gl. (1.2) läßt sich in Gl. (1.3) umstellen:

$$\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{th}}(T) - \epsilon_{\text{uk}}(\sigma, T) = \epsilon_{\sigma} + \epsilon_{\text{sk}} \quad (1.3)$$

Der genaueren Bestimmung der rechten Seite dieser Gleichung wird dabei eine besondere Bedeutung beigemessen, weil die spannungserzeugenden Verformungsanteile in der Berechnung mit bestimmten Zeitabschnitten sukzessive ermittelt werden müssen.

Im Sonderforschungsbereich 148 der Technischen Universität Braunschweig wurde das Verformungsverhalten von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung seit geraumer Zeit intensiv studiert. Es wurden dabei in

den letzten Förderungsperioden weitergehende theoretische Studien durchgeführt mit dem Ziel, die im Hochtemperaturbereich beobachteten Effekte im Rahmen einer auf rheologischer Basis gestützten Theorie so umfassend wie möglich zu beschreiben. Arbeiten dieser Art liegen bereits vor /15, 16, 17/.

Zur Veranschaulichung des Phänomens, daß bei Belastung von Beton die Verformungen des Baustoffes mit der Zeit zunehmen, ist eine Beziehung impliziter Form

$$F = (\varepsilon, \sigma, \tilde{\sigma}, t, T) = 0 \quad (1.4)$$

erforderlich. In Gl. (1.4) wird vorausgesetzt, daß die Differential- und Integraloperatoren der Funktionen ε, σ und t bekannt sind. Schneider /11/ hat deshalb versucht, die Gesamtverformung in Gl. (1.4) in Anlehnung an die bei Raumtemperatur üblichen Verfahren zu beschreiben. Dabei wurde eine möglichst einfache Kriechbeziehung durch Bestimmung von φ -Werten entwickelt. Gemäß Gl. (1.5) läßt sich die Gesamtverformung von Beton bei konstanter Belastung σ

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{th}} - (1 + \varphi(T, t)) \frac{\sigma}{E(T)} \quad (1.5)$$

beschreiben. Die Gl. (1.5) kann auch in anderer Form

$$\sigma = (\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}}) E(T) - \varphi(T, t) \cdot \sigma \quad (1.6)$$

zur Ermittlung des Spannungszustandes ausgedrückt werden. Mit der Bestimmung von $\varphi(T, t)$ wäre das vorliegende Problem somit gelöst. Die Differenz aus $(\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}})$ in Gl. (1.6) ergibt den gesuchten Verformungsterm, der in einen elastischen und inelastischen Anteil aufgespalten werden kann. Der letztere entspricht den bei instationärer Temperatureinwirkungen auftretenden last- und zeitabhängigen Verformungsanteilen. Er wurde von Schneider gemäß Gl. (1.7) definiert.

$$\left(\frac{\delta \varepsilon}{\delta t} \right)_\sigma = \sigma \left(\frac{\delta I(\sigma, t)}{\delta t} \right)_\sigma \quad (1.7)$$

In Gl. (1.7) entspricht $J(\sigma, t)$ der Kriechfunktion. Sie wurde durch Kriechversuche bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen (während der gesamten Versuchsdauer), jedoch für eine bestimmte konstante Druckspannung ermittelt (Warmkriechversuche). Die Gesamtverformung kann somit für eine konstante Druckspannung und für eine bestimmte Anfangsverformung ϵ_0 nach Gl. (1.8) ermittelt werden.

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_0 + \frac{\sigma}{E(T)} + \sigma \cdot J(\sigma, T) \quad (1.8)$$

woraus sich mit

$$J = \frac{1}{E(T)} \cdot \varphi(\sigma, T) \quad (1.9)$$

eine Bestimmungsgleichung für J ergibt.

Im Brandfall treten jedoch in einem Betonelement Temperatur- und Spannungsveränderungen auf. Es ist deshalb nicht möglich, Gl. (1.8) für den vorliegenden Fall in dieser Form anzuwenden, weil die Bestimmung der Gesamtverformung zur Lösung von Integralgleichungen führt, worauf im Abs. 2 ausführlich eingegangen wird.

1.2 Problemstellung

Stahlbetonstützen stehen im allgemeinen in monolithisch errichteten Bauwerken in Interaktion mit ihrer Umgebung. Danach steht der freien thermischen Dehnung einer brandbeanspruchten Stahlbetonstütze im Bauwerk eine axiale Dehnbehinderung entgegen.

Alle Bauteile, die im Bauwerk miteinander monolithisch verbunden sind, beeinflussen sich gegenseitig in ihrem Verformungs- Tragverhalten. Während dadurch Kräfteumlagerungen, Plastizierungen o.ä. auftreten, leisten insbesondere die axialen Auflagerbedingungen brandbeanspruchter Stützen gegen die thermische Dehnung Widerstand. Dabei können sich zeitlich veränderliche Zwangsnormalkräfte, abhängig vom Grad der elastischen Dehnbehinderung, entwickeln.

Das Brandverhalten solcher Stahlbetonstützen wurde in den vergangenen und in der laufenden Förderungsperiode experimentell und theoretisch studiert. Es zeigten sich dabei beträchtliche Abweichungen zwischen den Versuchs- und Rechenergebnissen. Nach Gründen dieser Diskrepanz wurde intensiv geforscht. Arbeiten konzentrierten sich insbesondere auf die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Materialverhaltens vom Beton im Brandfall. Außerdem wurden weitere neue Versuche mit unterschiedlichen Querschnittsgrößen und Stützenschlankheiten durchgeführt, um die Gültigkeit der zu entwickelnden Materialgesetze, für verschiedene Randbedingungen zu verifizieren.

In/18/ wurde diskutiert, daß das Relaxationsverhalten des Bauteils von der Erwärmungsgeschwindigkeit des Betons und von den Folgeerscheinungen bestimmt wird. Es war jedoch von vornherein klar, daß im Rahmen dieser Arbeiten ebenfalls weitergehende theoretische Studien notwendig sind, um eine auf werkstoffkundlicher Basis gestützte Theorie so umfassend wie möglich zu beschreiben.

Im folgenden wird ein solches konstitutives Materialgesetz vorgestellt, das in der laufenden Förderungsperiode durch eine intensive Zusammenarbeit der Teilprojekte A und B3 entwickelt worden ist. Die allgemeingültige Ansetzung und Verifizierung dieses Materialgesetzes wird in einem getrennten Beitrag (A-7) exemplarisch präsentiert.

2 Ein analytisches Modell für Hochtemperatur-Betonverhalten

2.1 Verformungsanteile des Betons bei hohen Temperaturen

In den früheren Arbeiten wurde bereits darauf hingewiesen, daß sich die Gesamtverformung von Beton unter instationärer Beanspruchung mindestens aus 5 Einzelverformungskomponenten zusammensetzt/3 ,4 /:

Dazu gehören:

- a) thermische Dehnungen ϵ_{th}
- b) Schwindverformungen ϵ_s
- c) spontan-elastische Verformungen ϵ_{el}
- d) spontan-plastische Verformungen ϵ_{pl} und
- e) Kriechverformungen ϵ_{kr}

Die Gesamtverformung ϵ_{tot} kann somit nach Gl.(2.1) beschrieben werden.

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th} + \epsilon_s + \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} + \epsilon_{kr} \quad (2.1)$$

Wenn man davon ausgeht, daß der Schwindanteil in der thermischen Ausdehnung enthalten ist, ergibt sich daraus Gl.(2.2)

$$\epsilon_{tot} - \epsilon_{th} = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} + \epsilon_{kr} \quad (2.2)$$

Gl.(2.2) zeigt somit die Gesamtsumme der spannungserzeugenden Verformungsanteile, die sich abzüglich der reinen thermischen Dehnung aus der Gesamtverformung ergibt.

2.2 Modellierung der Spannungsgeschichte

In diesem Abschnitt wird mathematisch gezeigt, daß die Berücksichtigung einer Spannungsgeschichte für Beton notwendig ist, da die resultierenden Integralgleichungen nicht ohne weiteres implizit berechnet werden können. Führt man jetzt in Gl.(2.3)

$$E(t) \cdot (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{th}}) = E(t) \cdot (\epsilon_{\text{el}} + \epsilon_{\text{pl}} + \epsilon_{\text{kr}}) \quad (2.3)$$

die folgenden Verformungsanteile ein

$$\epsilon_1 = \epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{th}} \quad (2.4)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_{\text{el}} + \epsilon_{\text{pl}} + \epsilon_{\text{kr}} \quad (2.5)$$

und bildet dabei die totalen Differentiale von Gl.(2.3), so ergibt sich die Gl.(2.6)

$$\frac{\delta}{\delta t} [E(t) \cdot \epsilon_1] dt = \frac{\delta}{\delta t} [E(t) \cdot \epsilon_2] dt \quad (2.6)$$

Durch Einführung der Funktionen U und V

$$V(t) = \epsilon_1 \frac{\delta}{\delta t} E(t) + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_1 \quad (2.7)$$

$$U(t) = \epsilon_2 \frac{\delta}{\delta t} E(t) + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_2 \quad (2.8)$$

wobei die Gl.(2.8) folgende Spannungsraten enthält:

Für den ersten Ausdruck:

$$\epsilon_2 \frac{\delta}{\delta t} E(t) = \epsilon_{\text{el}} \frac{\delta}{\delta t} E(t) + (\epsilon_{\text{kr}} + \epsilon_{\text{pl}}) \frac{\delta}{\delta t} E(t) \quad (2.9)$$

in Anlehnung an die bei Raumtemperatur üblichen Verfahren ergibt sich für den zweiten Ausdruck

$$E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_2 = E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left[\frac{\sigma \varphi}{E(t)} + \epsilon_{pl} \right] + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_{el} \quad (2.10)$$

Nach Umrechnung der Gl.(2.10)

$$E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_2 = E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_{el} + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left[\sigma \frac{\varphi}{E(t)} \right] + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_{pl} \quad (2.11)$$

Die gesamte Spannungsveränderung ergibt sich somit aus der Summe der Gleichungen (2.9) und (2.11) zu

$$\begin{aligned} U(t) = & E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_{el} + \epsilon_{el} \frac{\delta}{\delta t} E(t) + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left[\sigma \frac{\varphi}{E(t)} \right] + \epsilon_{kr} \frac{\delta}{\delta t} E(t) \\ & + \epsilon_{pl} \frac{\delta}{\delta t} E(t) + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \epsilon_{pl} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Läßt man bei dem Differenzieren der Gl.(2.11) die zeitabhängigen ^{un}Anteile außer acht, so ergibt sich

$$U(t) = \dot{\sigma} + E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left(\sigma \frac{\varphi}{E(t)} \right) + (\sigma \varphi) \frac{\dot{E}(t)}{E(t)} + \epsilon_{pl} \cdot \dot{E}(t) \quad (2.13)$$

und in Gl.(2.13) wird als $Z(t)$

$$Z(t) = E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left(\sigma \frac{\varphi}{E(t)} \right) \quad (2.14)$$

definiert und dadurch ergibt sich $Z(t)$ zu

$$Z(t) = E(t) \left[\frac{\varphi}{E} \cdot \frac{\delta \sigma}{\delta t} + \sigma \frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{\varphi}{E} \right) \right] \quad (2.15)$$

und die Funktion $U(t)$ zu Gl.(2.16)

$$U(t) = \dot{\sigma} + \sigma E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{\varphi}{E} \right) + \varphi \frac{\delta \sigma}{\delta t} + (\sigma \varphi) \frac{\dot{E}(t)}{E(t)} + \epsilon_{pl} \cdot \dot{E}(t) \quad (2.16)$$

und nach weiterer Umrechnung ermittelt man schließlich

$$U(t) = (1 + \varphi) \dot{\sigma} + \sigma \left[E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{\varphi}{E} \right) + \varphi \frac{\dot{E}(t)}{E(t)} \right] + \epsilon_{pl} \cdot \dot{E}(t) \quad (2.17)$$

Definiert man jetzt eine neue Funktion $Q(t)$ mit Gl.(2.18)

$$Q(t) = (U(t) - \epsilon_{pl} \cdot \dot{E}(t)) / (1 + \varphi) \quad (2.18)$$

und damit ermittelt man die entscheidende Gleichung (2.19) zur Beschreibung der Spannungsgeschichte:

$$Q(t) = \dot{\sigma} + \sigma \frac{1}{1 + \varphi} \left[E(t) \frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{\varphi}{E} \right) + \varphi \frac{\dot{E}(t)}{E(t)} \right] \quad (2.19)$$

Die Gl.(2.19) kann mit Gl.(2.20) in eine einfache Form gebracht werden

$$Q(t) = \dot{\sigma} + \sigma \cdot R(t) \quad (2.20)$$

Man erkennt an Gl.(2.20), daß die Bestimmung der aktuellen Druckspannung an einem Betonelement, einen Kenntnisstand der Spannungsgeschichte erforderlich macht. Mit Hilfe der Gl.(2.7) und Gl.(2.20) können somit die örtlichen Druckspannungen ermittelt werden:

$$V(t) = U(t) \quad (2.21)$$

Der Rechenvorgang wird im folgenden Abschnitt näher erläutert.

2.3 Sukzessive Berechnung der Druckspannungen

Um die aktuelle Druckspannung in einem Betonelement ermitteln zu können, ist es notwendig eine Integrationsrechnung auf Gl.(2.20) durchzuführen. Zunächst sollen partielle Ableitungen nach E und φ der Gl.(2.19) gezeigt werden, um die funktionale Abhängigkeit dieser Parameter deutlich zu machen. Diese Rechenoperationen sind unten in den Gleichungen (2.23) bis (2.26) wiedergegeben, wobei die Beziehung (2.22) eingeführt wird.

$$\chi = \frac{\varphi}{E} \quad (2.22)$$

danach

$$\frac{\delta E}{\delta t} = \frac{\delta E}{\delta \sigma} \cdot \frac{\delta \sigma}{\delta t} + \frac{\delta E}{\delta T} \cdot \frac{\delta T}{\delta t} \quad (2.23)$$

$$\frac{\delta}{\delta t} \chi = \frac{\delta \chi}{\delta \sigma} \cdot \frac{\delta \sigma}{\delta t} + \frac{\delta \chi}{\delta T} \cdot \frac{\delta T}{\delta t} \quad (2.24)$$

$$\frac{\delta \chi}{\delta \sigma} = \frac{1}{E} \cdot \frac{\delta \varphi}{\delta \sigma} - \frac{\varphi}{E^2} \cdot \frac{\delta E}{\delta \sigma} \quad (2.25)$$

$$\frac{\delta \chi}{\delta T} = \frac{1}{E} \cdot \frac{\delta \varphi}{\delta T} - \frac{\varphi}{E^2} \cdot \frac{\delta E}{\delta T} \quad (2.26)$$

Es wird damit deutlich, daß in den Gl.(2.20) bis Gl.(2.26) die Einflüsse aus Erwärmungsgeschwindigkeit \dot{T} und dessen Folgeerscheinungen in dem zu entwickelnden Materialgesetz berücksichtigt werden müssen.

Das allgemeine Integral von Gl.(2.20) ist bekannt/19/ und kann mit Gl.(2.27) angegeben werden:

$$\sigma = e^{-\int_{t=0}^t R(t) dt} \cdot \left[\int Q(t) \cdot e^{\int R(t) dt} dt + C \right] \quad (2.27)$$

Die Auswertung der Gl.(2.27) in dieser Form ist jedoch kaum möglich, weil die σ in Gl.(2.27) implizit enthalten ist.

Als Randbedingung gilt dabei für

$$t = t_0 \quad C = \sigma(t_0) \text{ bzw. } \sigma = \sigma_0 \quad (2.28)$$

Die Bestimmung der Druckspannung von Beton zu einem gegebenen Zeitpunkt wird deshalb incremental ermittelt. Die Spannungsveränderung während eines Δt - Zeitschritts kann somit durch totale Differentiale von Gl.(2.27) ermittelt werden. Aus

$$d\sigma = \frac{\delta\sigma}{\delta t} dt \quad (2.29)$$

folgt die Spannungsermittlung aus endlichen Größen schrittweise mit Hilfe der Gl.(2.30)

$$\sigma_t = \sigma_{t-1} \cdot e^{-R(t) \Delta t} + s(t) \quad (2.30)$$

wobei

$$s(t) = e^{-R(t) \Delta t} \left\{ Q(t) \cdot e^{R(t) \cdot \Delta t} \Delta t \right\}$$

und die Bestimmung der Spannungsveränderung erfolgt nach Gl.(2.31)

$$\Delta\sigma_t = \sigma_{t-1} (1 - e^{-R(t)\Delta t}) + S(t) \quad (2.31)$$

Die Bestimmung des Funktionswertes von $R(t)$ in dem obigen Ausdruck erfolgt dabei nach den getroffenen Vereinbarungen in Gl.(2.20). Diesbezüglich müssen die Gleichungen (2.23) bis (2.26) sukzessive berechnet werden.

Nach einigen Umrechnungen ergibt sich $R(t)$ zu

$$R(t) = \frac{1}{1 + \Phi_t(T, \sigma)} \left\{ E(t) \left[\frac{\Delta X}{\Delta \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\Delta X}{\Delta T} \cdot \dot{T} \right]_t + \left(\frac{\Psi}{E} \dot{E} \right)_t \right\} \quad (2.32)$$

Um den Funktionswert $Q(t)$ in dem Spannungsausdruck Gl. (2.30) bestimmen zu können, muß zunächst in Gl. (2.18) der Funktionswert $V(t) = U(t)$ berechnet werden. In Differenzenform ergibt sich $V(t)$ zu

$$V(t) = \epsilon_1 \frac{\Delta E}{\Delta \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \epsilon_1 \frac{\Delta E}{\Delta T} \cdot \dot{T} + E(t) \cdot \dot{\epsilon}_1 \quad (2.33)$$

Aus den Gleichungen (2.32) und (2.33) wird deutlich, daß zu einem bestimmten Zeitpunkt der Branddauer neben der Erwärmungsgeschwindigkeit \dot{T} auch die Geschwindigkeit der Spannungsveränderung $\dot{\sigma}$ ermittelt werden muß, um die aktuelle Spannung σ_t berechnen zu können. Während \dot{T} ohne Schwierigkeit ermittelt werden kann, ist die Bestimmung der $\dot{\sigma}$ nur iterativ möglich.

Die Bestimmung der plastischen Verformungen /5/ erfolgt dabei nach Gl.(2.34)

$$\epsilon_{pl} = 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma}{E} \right)_t \cdot \left(\frac{\sigma}{\beta_c} \right)_t^5 \quad (2.34)$$

Die Betonfestigkeit β_c , E-Modul und die Kriechfunktion φ werden in folgenden funktionalen Beziehungen in der Berechnung verwendet:

$$\beta_c = \beta_c (T, \dot{T}) \quad (2.35)$$

$$E = E (T, \dot{T}, \sigma) \quad (2.36)$$

$$\bar{\varphi} = \bar{\varphi} (\sigma, T, W) \quad (2.37)$$

Die durchgeführten aufwendigen Rechenuntersuchungen haben ergeben, daß die Kriechfunktion $\bar{\varphi}$ als eine Produkt von zwei Funktionen dargestellt werden muß, um die Langzeitkriecheffekte einerseits, und den Einfluß der Querschnittsform andererseits, auf die Verformungsentwicklung eines Bauteils im Brandfall berücksichtigen zu können. Die Ergebnisse können mit Gl.(2.38) zusammengefaßt werden.

$$\varphi = \Psi (t, \dot{t}) \cdot \bar{\varphi} (\sigma, T, W) \quad (2.38)$$

wobei für Ψ die Gl.(2.39) gilt

$$\Psi = \left(\frac{r_s}{r_z} \right)^{0,5} + 0,005 \cdot t \quad (2.39)$$

Der prozentuale Feuchtegehalt in Gl.(2.38) wird mit 'W' bestimmt (als Gew.-%).

In Gleichung (2.39) wird die Zeit t in 'min' angesetzt, ' r_s ' ist der hydraulische Radius des Großprobekörpers, und ' r_z ' der hydraulische Radius des Kleinprobekörpers, der für die werkstoffkundlichen Untersuchungen verwendet worden ist. Hier wird $r_z = 8,0$ cm gesetzt /6/.

Experimentelle Untersuchungen haben außerdem gezeigt, daß die thermische Dehnung des Betons auch von den Abmessungen des Probekörpers beeinflusst werden. Eine Gesetzmäßigkeit konnte jedoch nicht gefunden werden. Es konnte nur soviel gezeigt werden, daß kleine Probekörper eine höhere thermische Dehnungswilligkeit haben als die Großprobekörper. Um diesen Sachverhalt in der Berechnung berücksichtigen zu können, wird die thermische Dehnung des Betons für Großbauteile nur mit 85% in der Berechnung berücksichtigt.

In Abschnitt 3 werden die Auswertungsergebnisse analysiert, um die oben getroffenen Annahmen zu konkretisieren.

2.4 Ansatz für die Zugfestigkeit des Betons

Die Zugfestigkeit des Betons wird in den Berechnungen bis zu Temperaturen von 150°C berücksichtigt/1/. Maximal aufnehmbare Zugfestigkeit wird $1/10$ Größe der aktuellen temperaturabhängigen Druckfestigkeit gleichgesetzt. Bei der Bestimmung der Zugfestigkeit werden Zeiteinflüsse nicht berücksichtigt.

Die gerissenen Betonelemente werden nachträglich zur Aufnahme der Druckspannungen herangezogen. In diesem Fall wird die Anfangsdruckspannung $\sigma_{t-1} = 0$. angesetzt, um die Spannungsschichte stetig berücksichtigen zu können.

2.5 Irreversible Ansätze

In der Abkühlphase des Betons wird die thermische Dehnung des Betons irreversible angesetzt/3/. Dabei berechnet sich die thermische Dehnung abhängig von dem zuletzt erreichten maximalen Temperaturniveau des Betonelements. Die Größe der bleibenden Dehnungen resultieren sich danach abhängig von der aktuellen Temperatureinwirkung im betrachteten Betonelement.

Während einer ständigen Belastung eines Betonelements treten ein Teil elastische und ein Teil inelastische Verformungen auf. Im Entlastungsbereich der Druckspannungen dagegen wurden ausschließlich elastische Verformungen beobachtet. In der Berechnung wird dieses lineare Verhalten nur zwischen der zuletzt erreichten maximalen Druckspannung, und der Zugfestigkeit des Betons während der Entlastung der Druckspannungen beibehalten. Die Linearität wird mit dem E-Modul des Betons nach Gl.(2.36) bestimmt, wobei in Gl.(2.36) für die Variablen Extremwerte angesetzt werden. Diese Regelung gilt auch für die Materialeigenschaften von Druckfestigkeit β'_c , E-Modul E' und die Kriechfunktion $\overline{\varphi}$. Dadurch ergeben sich in den Gleichungen (2.35) bis (2.37) irreversible Zusammenhänge. In der Abkühlphase des Betons werden außerdem die thermischen Eigenschaften des Betons irreversibel berücksichtigt /3/.

Beim Temperaturrückgang werden die thermischen Eigenschaften nach der im Betonelement aufgetretenen maximalen Temperatur gerechnet. Im Brandfall vorhandene Erwärmungsgeschwindigkeit bedingt, daß sowohl die Diffusionsvorgänge als auch der Feuchtetransport im Prinzip berücksichtigt werden müssen. In der jetzigen Form der Rechenansätze bleiben diese Einflüsse jedoch unerfaßt. Diese Untersuchung wird in einer späteren Arbeit des Verfassers weitergeführt.

2.6 Bestimmung des Bruchzustands

Der Bruchzustand eines Betonelements kann nach der Gleichung (2.30) bzw. nach Gl.(2.31) nicht eindeutig festgelegt werden, da die Spannungen sukzessive berechnet werden. Daher ist eine kritische Druckspannung die das Betonelement zerdrücken kann, nicht definiert worden. Der Bruchzustand eines Bauteils wird deshalb über Verformungskriterien bestimmt.

Diesbezüglich eignet sich entweder eine kritische Stauchung bei Einwirkung einer bestimmten Temperatur ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte oder eine kritische Verformungsgröße für das Bauteil. Eine solche Definition existiert beispielsweise in DIN 4102 als kritische Durchbiegungsgeschwindigkeit, bei deren Auftreten das Bauteilversagen angekündigt wird.

Ein Kriterium als Durchbiegungsgeschwindigkeit hängt in vielen Fällen auch von den statischen Randbedingungen des Bauteils ab. Es wurden deshalb kritische Temperaturen eingeführt die bei Erreichen einer bestimmten Druckspannung zum Zerdrücken des Betonelements führen können. Diesbezüglich sind Versuche an Festbetonen bereits durchgeführt und unter "Warmkriechversuche" veröffentlicht worden/ 2,7,8 /.

Der Bruchzustand eines Bauteils wird demzufolge durch die kritische Bruchstauchung des Betons bei hohen Temperaturen bestimmt.

3. Funktionale Beziehungen der die Spannungs-Verformungsentwicklung beeinflussenden Parameter

Im Abschnitt 2 wurde die theoretische Abhandlung der Spannungs-Verformungsgeschichte eines Betonelements unter erhöhten Temperaturen vorgenommen. Es wurde von der mechanisch-rheologischen Seite gezeigt, daß bei der numerischen Behandlung der Spannungsgeschichte eine vertiefte Kenntnis über die Parameter, die die Spannungs-Verformungsentwicklung eines Betonelements im Brandfall beeinflussen, notwendig ist. In diesem Abschnitt wird die Interaktion dieser Parameter untereinander gezeigt und deren Abhängigkeit von verschiedenen Einflüssen bei hohen Temperaturen graphisch dargestellt.

3.1 Thermische Dehnung

3.1.1 Einfluß der Erwärmungsrate

Es wurden gezielte Untersuchungen durchgeführt, um festzustellen, ob unterschiedliche Erwärmungsraten die thermische Dehnung eines Probekörpers beeinflussen können. Diesbezüglich wurden Makroprobekörper gewählt, die auf dem Bild 3.1 dargestellt sind. Die gewählten Probekörper bilden ein diskretes Element längs der

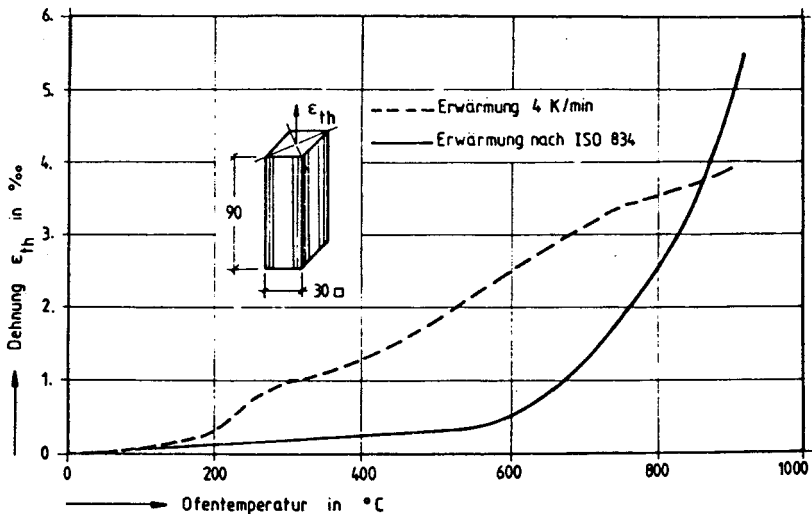


Bild 3.1: Einfluß der Erwärmungsrate auf die thermische Dehnung eines Makroprobekörpers

Stabachse eines Druckglieds. Die Probekörper besaßen eine symmetrische Bewehrung mit 4 Eckstäben ϕ 8. Die Bügelbewehrung wurde mit 15 cm Abstand aus ϕ 6 gewählt. In der Nähe der Stirnseiten der Probekörper wurde der Bügelabstand auf die Hälfte reduziert.

Im Bild 3.1 sind die gemessenen thermischen Dehnungen des Probekörpers über den Ofentemperaturen dargestellt. Um den Einfluß der Erwärmungsraten feststellen zu können, wurden zwei deutlich unterschiedliche Aufheizraten im Ofen gewählt. Im Bild 3.1 erkennt man, daß bei niedrigen Erwärmungsgeschwindigkeiten erheblich höhere thermische Dehnungen längs der Probenachse auftreten. Daraus kann man schließen, daß bei niedrigen Erwärmungsraten im Brandfall höhere Zwängungskräfte im Bauteil aktiviert werden müssen, wenn eine Dehnbehinderung für das Bauteil existiert. Es wird somit deutlich, daß die Erwärmungsraten der Umgebungstemperaturen auf die Entwicklung der Zwängungskräfte einen bestimmten Einfluß haben. Der Einfluß der Probengröße auf die thermische Dehnung des Bauteils wird im folgenden Abschnitt diskutiert.

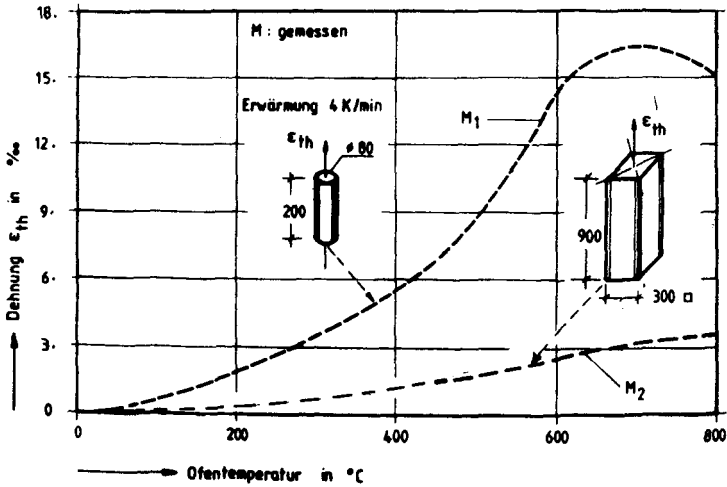


Bild 3.2: Thermische Dehnung der Probekörper bei unterschiedlicher Probengröße

3.1.2 Einfluß der Probengröße

Im Bild 3.2 ist die thermische Dehnung von zwei unterschiedlich großen Probekörpern über der Ofentemperatur dargestellt. Die Bewehrungsanordnung der Macroprobekörper entspricht den Angaben des Abschnitts 3.1.1. Die kleinen Probekörper wurden bei den werkstoffkundlichen Untersuchungen des Teilprojekts B3 des Sonderforschungsbereichs 148 benutzt. Sie waren unbewehrt.

Im Bild 3.2 ist die Entwicklung der thermischen Dehnungen von diesen zwei unterschiedlich großen Probekörpern bei einer Erwärmungsrate von 4 K/min dargestellt. Es wird deutlich, daß die Probekörper bei gleicher Ofentemperatur sehr unterschiedliche thermische Dehnungen zeigen. Die höheren thermischen Dehnungen entstehen bei kleinen Probekörpern. Für diese unterschiedliche Dehnungsentwicklung können zunächst die instationären Temperaturgradienten und der Bewehrungsgehalt im Querschnitt des Macroprobekörpers verantwortlich gemacht werden. Auch die Schwierigkeiten zur Verwirklichung einer gleichmäßigen Temperaturverteilung

lung im Ofen bei solchen niedrigen Erwärmungsgeschwindigkeiten können bestimmte Diskrepanzen zwischen den hier dargestellten thermischen Dehnungen herbeiführen. Die durchgeführten Kontrollrechnungen haben jedoch gezeigt, daß noch andere Einflüsse von der rheologischen Seite wirksam sein müßten wie z.B. der Feuchtetransport und strukturelle Veränderungen im Bauteil sowie die inneren Spannungszustände des Probekörpers.

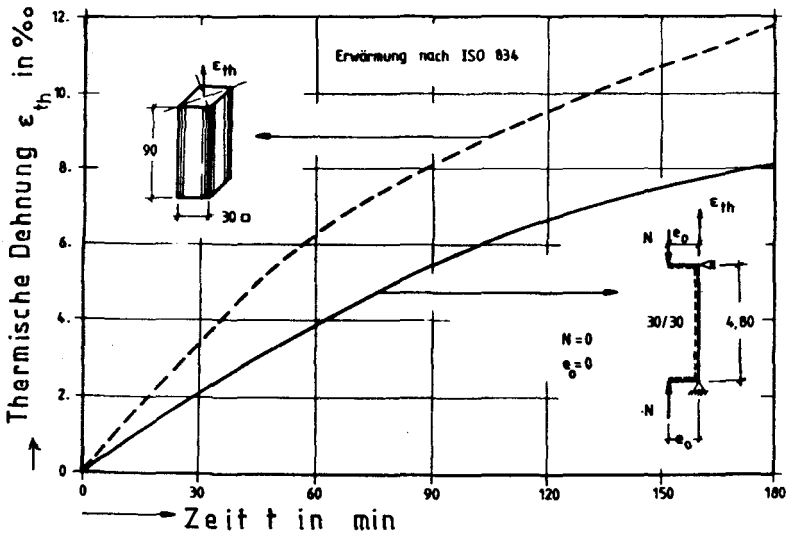


Bild 3.3: Thermische Dehnung der Probekörper bei unterschiedlicher Probengröße

Im Bild 3.3 sind dagegen die thermischen Dehnungen der zwei unterschiedlich großen Makroprobekörper über der Zeit dargestellt. Die Erwärmung der Probekörper wurde im Versuch nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 vorgenommen. Bei dem kleinen Probekörper handelt es sich um einen Ausschnitt längs der Stabachse des zweiten Makroprobekörpers. Die Darstellung der Untersuchungsergebnisse zeigen auch in diesem Fall einen deutlichen Unterschied bei der Entwicklung der thermischen Dehnungen der untersuchten Probekörper. Es wird deutlich, daß die kleinen Probekörper auch in diesem Fall eine höhere thermische Dehnung bei gleicher Umgebungstemperatur zeigen, als die großen Probekörper.

Die in den Bildern 3.1 bis 3.3 gezeigten Ergebnisse machen somit den Einfluß der Probengeometrie auf die Entwicklung der reinen thermischen Dehnungen der Probekörper deutlich. Um diese Einflüsse und weitere Imponderabilien in der numerischen Behandlung des Materialverhaltens erfassen zu können, wurde die aus den kleinen Probekörpern gewonnene thermische Dehnung des Betons bei der Übertragung auf Großprobekörper um 15 % reduziert (s. Abschnitt 2.3).

3.1.3 Einfluß der Temperaturgeschichte

Die durchgeführten rheologischen Untersuchungen haben gezeigt, daß die thermische Dehnung des Betons während der Erwärmungs- und Abkühlungszyklen ein irreversibles Verhalten zeigt. Insbesondere während der Abkühlungsphase des Betons ergeben sich bleibende Dehnungen.

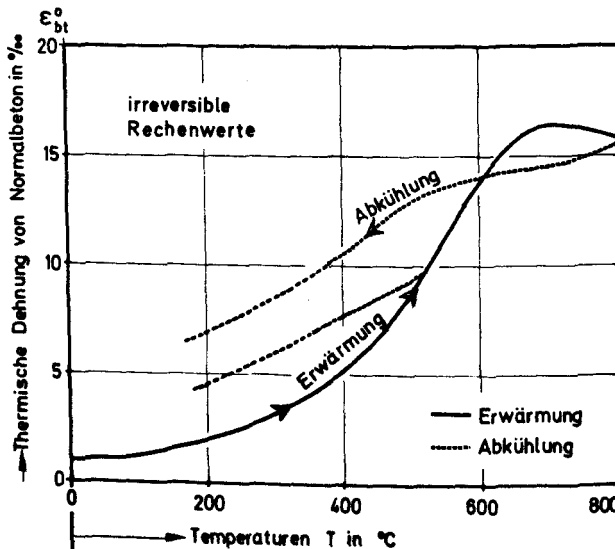


Bild 3.4: Einfluß der Erwärmungs-Abkühlungsvorgänge auf die thermische Dehnung des Normalbetons

Im Bild 3.4 ist dieses Verhalten über der Temperatur dargestellt. Aus dem Bild wird deutlich, daß die Höhe der bleibenden Dehnungen von den im Beton erreichten maximalen Temperaturen abhängig sind. Bei höheren Temperaturen ergeben sich auch entsprechend hohe bleibende Dehnungen. Bis zu einer Temperatur von 400 °C sind sie vernachlässigbar klein, so daß in diesem Temperaturbereich ein quasi reversibles Verhalten für die thermische Dehnung des Betons angenommen werden kann.

Es wird somit deutlich, daß die numerische Behandlung der Betonbauteile, insbesondere bei natürlichen Bränden, die Berücksichtigung einer Temperaturgeschichte in der rechnerischen Tragwerksanalyse unumgänglich macht.

3.2 Einfluß der Erwärmungsgeschwindigkeit auf die Betonfestigkeit

Die Druckfestigkeit vom Beton wird im Temperaturbereich von 30 - 250 °C durch eine unterschiedliche Brandeinwirkung deutlich beeinflusst. Die werkstoffkundlichen Untersuchungen im Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 haben gezeigt, daß bei einer konstanten Prüftemperatur von 150 °C die erreichte Festigkeit in besonderem Maße von der Dauer der Temperaturbeanspruchung abhängig ist. EHM /9/ hat gezeigt, daß die zu erzielende Festigkeit mit zunehmender Haltezeit ansteigt und nach 25 Stunden Werte erreicht, die erheblich über der Festigkeit nach einer schnellen Erwärmung liegen.

Der Festigkeitsabfall von Beton im Bereich von 70 bis 200 °C wird hauptsächlich von der Ausdampfung des physikalisch gebundenen Wassers herbeigeführt. Dieser Vorgang der Ausdampfung des physikalisch gebundenen Wassers wird bei etwa 200 °C abgeschlossen. Bis zum Erreichen dieser Temperaturgrenze wird jedoch der erzwungene Transport von Wasserdampf stark behindert, weil der Beton einen hohen Verdichtungsgrad besitzt. Dadurch entsteht im Beton ein großes Druckgefälle, das jedoch von der Porosität abhängig ist. Wenn im Beton ein Dampfdruck aufgebaut wird, können der hohe innere Porendruck und die äußeren mechanischen Randbe-

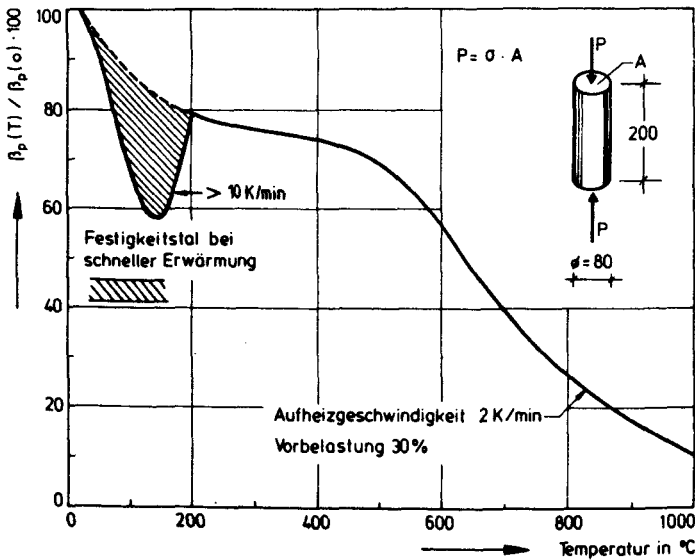


Bild 3.5: Bezogene Festigkeit des Betons bei erhöhten Temperaturen

dingungen zum frühzeitigen Versagen des Probekörpers führen.

Im Bild 3.5 ist dieses Phänomen abhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit des Betons dargestellt. Das Bild zeigt über der Temperatureinwirkung den bezogenen Festigkeitsabfall des Betons. Die gestrichelte Fläche gibt den von der Temperaturbeanspruchungszeit abhängigen Festigkeitsbereich an. Bei sehr schnellen Erwärmungsgeschwindigkeiten im Bereich von 70 bis 200 °C ist in den Betonfestigkeiten ein Festigkeitstal zu erwarten, weil in diesem Bereich die Phasenumwandlung des Wassers schneller vor sich geht als die Abwanderung des Dampfes. Erst bei entsprechend langsamen Erwärmungsgeschwindigkeiten sind die Entwässerungsvorgänge des physikalisch gebundenen Wassers abgeschlossen. Danach ist der temperaturabhängige Festigkeitsverlauf des Betons stetig.

In den numerischen Untersuchungen wurde das oben diskutierte Festigkeitstal abhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Wie auf dem Bild 3.5 dargestellt ist, ist die Tiefe des Festigkeitstals abhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit linear gesteuert. Der Vorgang wurde in einem Temperaturbereich von 50 bis 200 °C berücksichtigt.

Die Berücksichtigung eines Festigkeitstals in den Berechnungen hat eine entscheidende Verbesserung zur wirklichkeitsnahen Analyse der Relaxationsprobleme bei hohen Temperaturen ermöglicht.

3.3 Einfluß der Erwärmungsgeschwindigkeit auf den E-Modul des Betons

Entsprechend den in Abschnitt 3.2 diskutierten Schlußfolgerungen wurde ein ähnlicher Sachverhalt in dem temperaturabhängigen E-Modul des Betons berücksichtigt. Obwohl keine Versuchsergebnisse über ein E-Modul-Tal für den Baustoff Beton in einem bestimmten Temperaturbereich existieren, wurde analog angenommen, daß die Erwärmungsgeschwindigkeit auch den Verlauf des E-Moduls entsprechend beeinflussen müßte. Diese Annahme ist insofern auch gerechtfertigt, da in vielen Fällen zur Abschätzung des E-Moduls die Betonfestigkeit herangezogen wird,.

Der Elastizitätsmodul des Betons wird nicht nur von der erreichten Temperaturhöhe, sondern auch von dem Belastungsgrad beeinflusst. Der bezogene Elastizitätsmodul des Betons ist im Bild 3.6 über der Temperatur dargestellt. Der Belastungsgrad wurde dabei als Parameter gewählt. Es wird deutlich, daß ein höherer Belastungsgrad auch einen entsprechend höheren E-Modul bewirkt. Abhängig vom Belastungsgrad ist der Verlauf des E-Moduls für alle Temperaturstufen stetig, wenn die Erwärmung des Bauteils sehr langsam erfolgt. Bei sehr schnellen Erwärmungsgeschwindigkeiten ($T > 10\text{K/min}$) wird ein E-Modul-Tal, wie auf dem Bild 3.6 dargestellt ist, in den Berechnungen berücksichtigt.

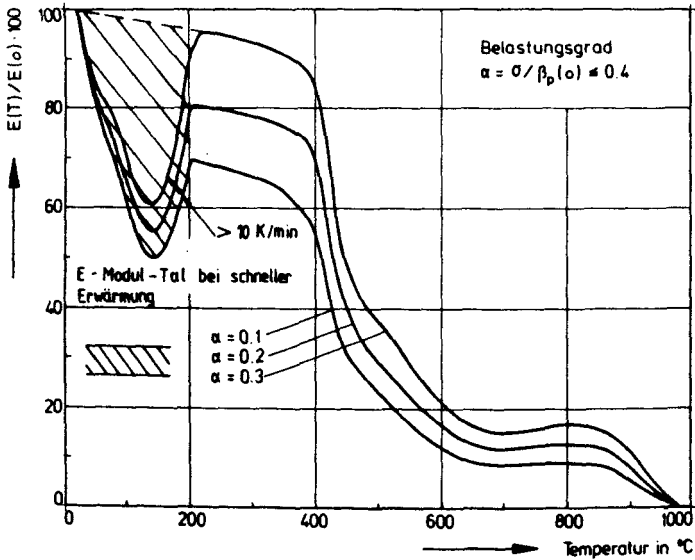


Bild 3.6: Bezogener E-Modul des Betons bei erhöhten Temperaturen

Auch die Einführung eines E-Modul-Tals hat zu einer erheblichen Verbesserung der Rechenergebnisse beigetragen.

3.4 Verlauf der Kriechfunktion

Die im folgenden dargestellten φ -Funktionen wurden anhand umfangreicher Untersuchungen an Normalbeton seitens des Teilprojekts B3 des Sonderforschungsbereichs 148 bestimmt. Die durchgeführten rechnerischen Untersuchungen an Großprobekörpern haben jedoch ergeben, daß die so gewonnenen φ -Funktionen für Normalbeton oberhalb 550 °C des Temperaturbereichs noch modifiziert werden mußte. Es hat sich gezeigt, daß es erforderlich war nach Überschreiten dieser Temperaturgrenze einen schnellen Anstieg der φ -Funktion für Normalbeton vorzusehen. Dieser Teil der φ -Funktion wurde aus den vorliegenden Versuchsergebnissen für Leichtbeton übernommen. Ein analytischer Ausdruck für die damit zugrunde gelegte φ -Funktion ist in/11/ zu finden.

3.4.1 Einfluß des Belastungsgrades

Die in/11 / dargestellten Versuchsergebnisse zeigen, daß die temperaturabhängigen $\bar{\varphi}$ -Werte in einem engen Streubereich liegen.

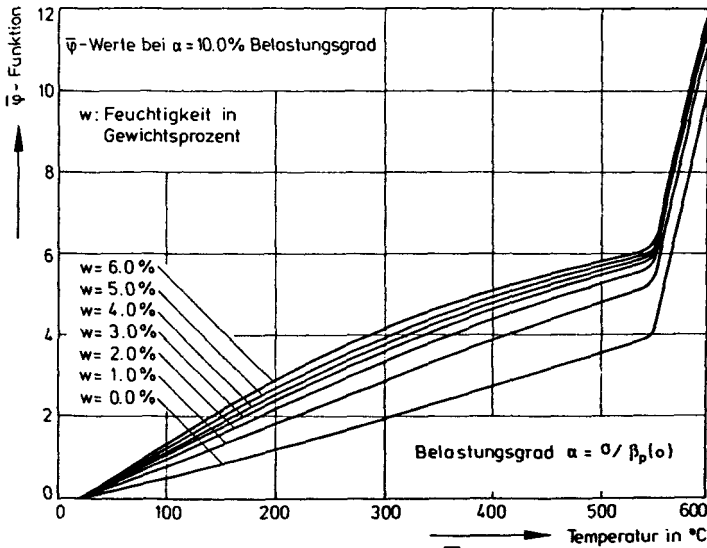


Bild 3.7: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\varphi}$
bei 10.0 % Belastungsgrad

In der genannten Literaturstelle wird jedoch erwähnt, daß zur Gewinnung dieser Ergebnisse nur ein von einer bestimmten Druckspannung abhängiger Elastizitätsmodul von Beton zugrunde gelegt worden ist. Der E-Modul des Betons ist jedoch sowohl von der Temperatureinwirkung als auch von dem existierenden Belastungsgrad abhängig. Wertet man nun die Ergebnisse unter diesem Gesichtspunkt, d.h. unter Berücksichtigung eines temperatur- und spannungsabhängigen E-Moduls des Betons, dann ermittelt man Kriechzahlen, die nicht mehr in einem engen Streubereich liegen.

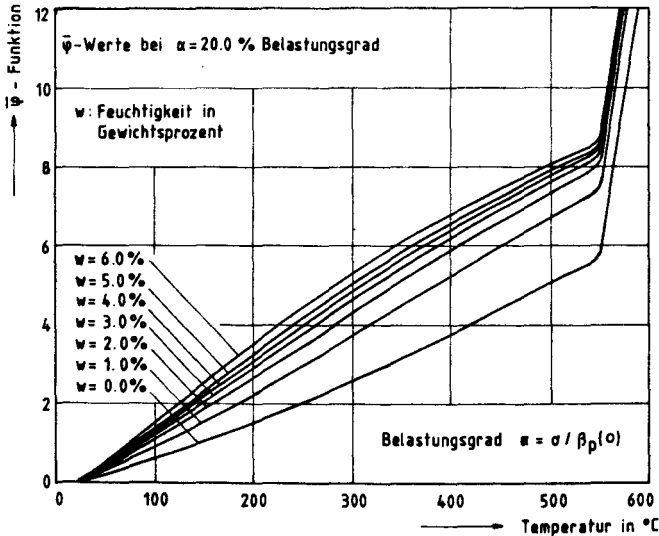


Bild 3.8: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\varphi}$
bei 20.0 % Belastungsgrad

Die Ergebnisse der Auswertungen und deren Verläufe für bestimmte Belastungsgrade sind in den Bildern 3.7 bis 3.9 eingetragen. Die $\bar{\varphi}$ -Funktion ist in den Bildern in einer Kurvenschar dargestellt, wobei als Parameter der Feuchtegehalt in Gew.-% angegeben ist. Ein Vergleich der Bilder macht deutlich, daß mit steigendem Belastungsgrad auch die Kriechzahlen ansteigen. Beispielsweise ist ein fast 50 %iger Anstieg in der Kriechzahl bei einer Temperatur von 300 °C zu erwarten, wenn der Belastungsgrad von 10 % auf 30 % erhöht wird (vgl. Bild 3.7 und 3.9).

Ein anderer Effekt ist auch daran zu erkennen, daß sich mit steigendem Belastungsgrad der Verlauf der Kriechfunktion fast linearisiert, wobei diese Eigenschaft nur bis zu der genannten Temperaturgrenze von 550 °C gültig ist.

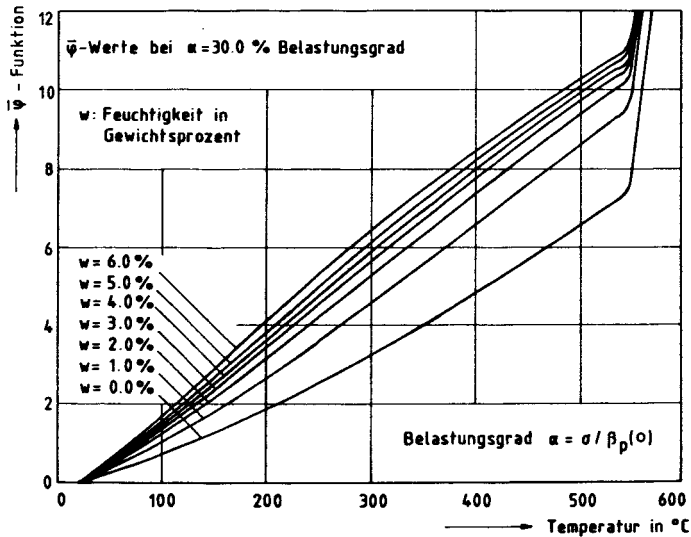


Bild 3.9: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\varphi}$
bei 30.0 % Belastungsgrad

Aus den Bildern wird deutlich, daß mit steigendem Feuchtegehalt im Probekörper auch die Kriechfunktionen höhere Werte liefern. Der Anstieg des Feuchtegehalts bewirkt, daß sich eine gewisse Gleitfähigkeit im Baustoff bildet, so daß auch entsprechend hohe Kriechverformungen zu erwarten sind.

3.4.2 Einfluß der Betonfeuchtigkeit

Die Bilder 3.10 bis 3.12 zeigen die Verläufe der Kriechfunktionen für bestimmte Feuchtegehalte im Probekörper. Diese Bilder sind repräsentativ für krasse Feuchtegehaltsunterschiede. Dabei ist der Belastungsgrad für die dargestellten Kurvenscharen als Parameter gewählt worden. Ein Vergleich der Bilder macht deutlich, daß die Betonfeuchte offenbar im Temperaturbereich von 100 bis 300 °C einen geringen Einfluß auf die $\bar{\varphi}$ -Werte besitzt. Beispielsweise läßt ein Vergleich der Bilder 3.10 und 3.12 erkennen, daß der Einfluß der Betonfeuchte nur im quasilinearen Bereich der Kriechfunktion wirksam ist. Diese Wirksamkeit erhöht sich mit steigendem Belastungsgrad. Der Einfluß oberhalb

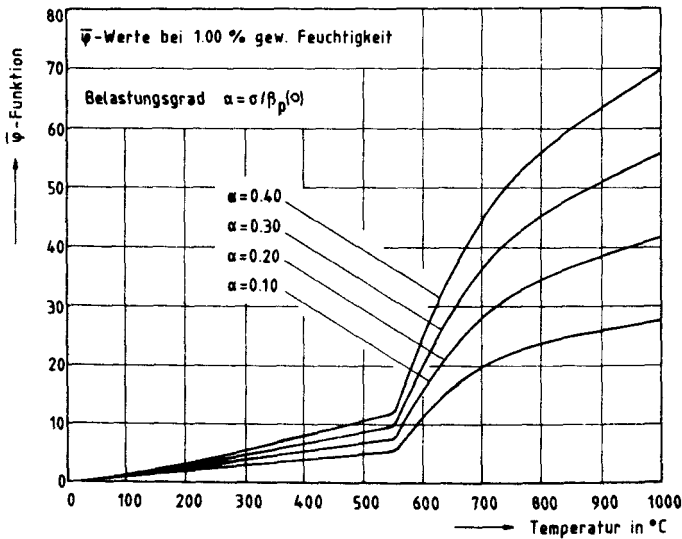


Bild 3.10: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\psi}$
bei 1.00 % Gewichtsfeuchtigkeit

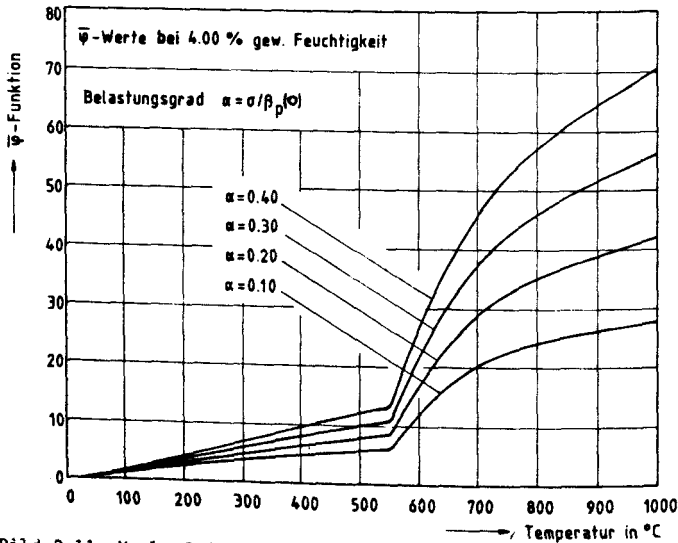


Bild 3.11: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\psi}$
bei 4.00 % Gewichtsfeuchtigkeit

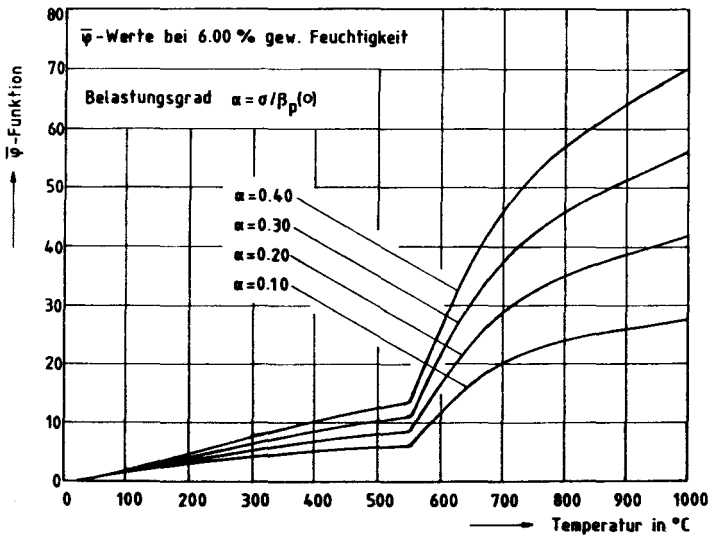


Bild 3.12: Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\varphi}$
bei 6.00 % Gewichtsfeuchtigkeit

von 500 °C vermindert sich zusehends. Für praktische Fälle können in der Berechnung Kriechfunktionen von 4 % Gewichtsfeuchtigkeit benutzt werden. Grundsätzlich werden jedoch Kriechwerte im gesamten Temperaturbereich sowohl abhängig vom Belastungsgrad als auch der Betonfeuchte berücksichtigt.

3.4.3 Einfluß der Standzeit

Im Abschnitt 2.3 wurde gezeigt, daß die Kriechfunktion nicht allein von der Temperatur und dem Feuchtegehalt abhängig ist, sondern auch durch einen Zeitparameter modifiziert werden muß, um Langzeitkriecheffekte erfassen zu können.

Mit Gl. (2.38) wurde diese Eigenschaft der Kriechfunktion beschrieben. Die umfangreich durchgeführten Berechnungen haben gezeigt, daß die Kriechfunktion am besten in der Art dargestellt werden kann, daß die spannungs- und temperaturabhängigen Einflüsse mit einer geeigneten Zeitfunktion multipliziert werden. Diese funktionalen Zusammenhänge sind in Gl. (2.39) angegeben. Sie enthält zusätzlich den geometrischen Einfluß des Probekörpers.

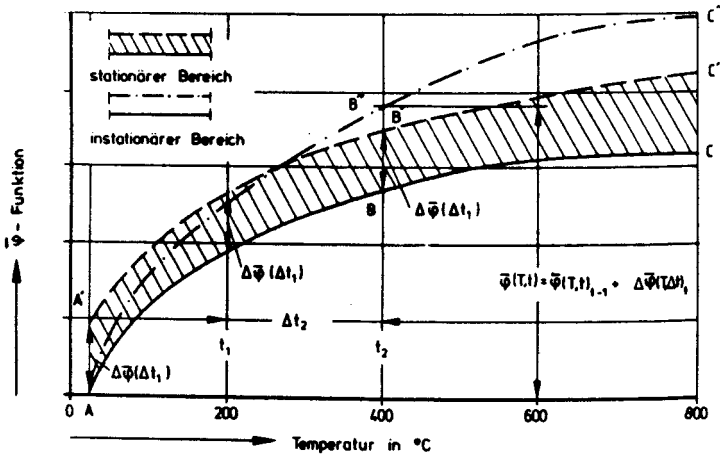


Bild 3.13: Einfluß der Temperatur-Standzeit
auf den Verlauf der Kriech-Funktion $\bar{\varphi}$

Der Einfluß der Standzeit auf die Entwicklung der Kriechfunktion ($\bar{\varphi}$ -Funktion) ist auf dem Bild 3.13 über der Temperatur im Prinzip dargestellt. Im Bild sind die Einflüsse aus stationären und instationären Temperatureinwirkungen deutlich gemacht worden. Die Kurve A-B-C ergibt die Grundkriechzahl eines Probekörpers, der ohne Last bis auf eine bestimmte Temperatur, mit einer bestimmten Erwärmungsgeschwindigkeit erhitzt wird. Wenn die erreichte Temperatur danach konstant gehalten wird, treten zusätzliche Kriechverformungen auf. Dieser Vorgang ist im Bild 3.13 durch einen schraffierten Bereich dargestellt, der die Erhöhung der Kriechzahlen mit fortschreitender Standzeit wiedergibt.

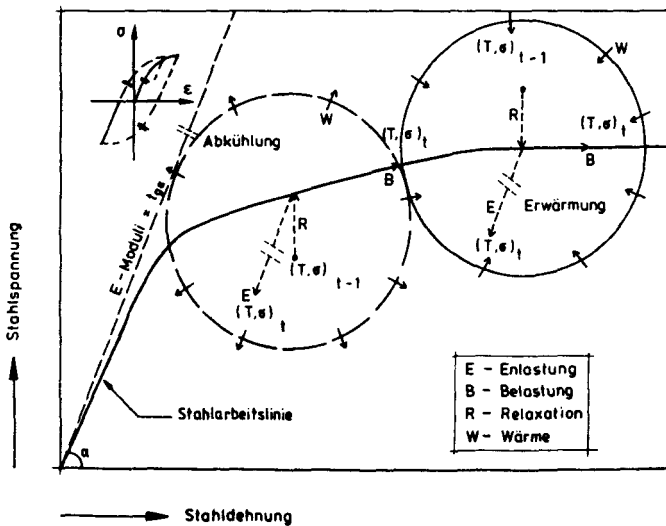
Der Verlauf der neuen Kriechfunktion ist im Bild 3.13 für eine bestimmte Δt_1 -Zeitschritt mit der Kurve A"-B"-C" dargestellt. Im Brandfall sind jedoch die Temperatureinwirkungen instationär, so daß die Endkriechzahl für eine bestimmte Temperatur sukzessiv berechnet werden muß. Dieser Zusammenhang ist in dem Bild 3.13 mit einem Gleichungsausdruck wiedergegeben. Die daraus resultierende neue $\bar{\varphi}$ -Funktion ist in dem Bild 3.13 ebenfalls im Prinzip mit der Kurve A"-B"-C" dargestellt.

3.5 Irreversible Ansätze für Betonstahl

Die numerische Beschreibung der bislang verwendeten Werkstoffkennlinien sah vor, daß sich der Betonstahl unter jeglichen Temperatur- und Lastbeanspruchungen nicht linear elastisch verhält. In dieser Formulierung wird also eine Spannungsgeschichte wie im Beton und ein irreversibles Verhalten während der Entlastungs- und Belastungsvorgänge des Baustoffes nicht berücksichtigt. Eine Beschreibung dieser Art der Werkstoffkennlinien kann nur dann angewendet werden, wenn der Baustoff Betonstahl im Bauteil einem stetigen Belastungs- und Erwärmungszustand unterliegt. Versuchsnachrechnungen haben jedoch gezeigt, daß es unumgänglich ist, für den Baustoff Stahl eine entsprechende Werkstoffkennlinie zu formulieren, wenn er alternierend beansprucht wird.

Im Bild 3.14 ist die allgemeine numerische Beschreibung des Baustoffverhaltens von Stahl über den Stahldehnungen dargestellt. Nach dieser Darstellung geschieht die Bestimmung einer Stahlspannung für einen bestimmten Belastungszustand ohne Berücksichtigung einer Spannungsgeschichte.

Umfangreiche Untersuchungen haben jedoch erkennen lassen, daß die Berücksichtigung der Zeiteinflüsse zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Baustoffverhaltens keinen besonderen Beitrag leistet/20/. Deshalb werden die Spannungen in der Berechnung während eines ständigen Belastungsvorganges nicht-linear-elastisch ermittelt. Dem Baustoff wird dagegen ein linear-elasti-



**Bild 3.14: Berücksichtigung der Belastungs-Entlastungs-
Vorgänge für die Stahlarbeitslinie**

sches Verhalten zugeordnet, wenn ein Entlastungsvorgang für die aktuellen Dehnungen vorliegt. Dieses elastische Verhalten wird bis zum völligen Rückgang der Spannungen beibehalten.

Dadurch werden in der Berechnung bleibende Dehnungen beispielsweise während der Abkühlphase der Bauteiltemperaturen erfaßt. Im Falle eines Spannungswechsels nach einem Entlastungsvorgang des Baustoffes wird das Materialverhalten wiederum nicht-linear-elastisch berücksichtigt. Das Materialverhalten wird dabei in der Berechnung spiegelbildlich zu der Werkstoffkennlinie des Belastungsbereichs angenommen.

Die Erfassung eines Spannungswechsels und das Materialverhalten nach einem anschließenden Entlastungs- und Belastungsvorgang ist auf dem Bild 3.14 ebenfalls in der oberen linken Ecke dargestellt.

3.6 Spannungs-Dehnungs-Geschichte eines Betonelements im Brandfall

Die in den vorstehenden Abschnitten diskutierten Zusammenhänge sollen in diesem Abschnitt in einer anschaulichen Form vorgestellt werden. Dabei soll die Spannungs-Dehnungs-Geschichte eines Betonelements im Bauteil so dargestellt werden, daß der Einfluß des Zeitparameters bei der Ableitung eines neuen Spannungszustandes deutlich werden kann. Es erscheint deshalb sinnvoll, diese Darstellung mit einem dreibeinigen kartesischen Koordinatensystem vorzunehmen.

Diesbezüglich wurde das Bild 3.15 vorbereitet, das die in den vorstehenden Abschnitten diskutierten Zusammenhänge nach den Temperatur-Zeit-Verformungsachsen darstellen kann. In der T_1 -Ebene sind die Langzeitverformungen eines Betonelements unter zwei unterschiedlichen Druckspannungen mit durchgehenden Linien dargestellt. Es wird deutlich, daß bei Wirkung einer bestimmten Druckspannung zu den anfänglich ($t=0$) vorhandenen Gesamtverformungen mit fortschreitender Zeit zusätzliche Verformungen hinzukommen. Je nach der Größe der existierenden Spannung, können die Langzeitverformungen nach einem bestimmten Zeitablauf einen Bruchzustand im Element herbeiführen.

Falls eine bestimmte kritische Spannung bei Einwirkung einer bestimmten Temperaturhöhe nicht überschritten wird, können die Langzeitverformungen nach einem bestimmten Zeitablauf zum Stillstand kommen (vgl. σ_1, T_1 - Kurve). In der T_1 -Ebene zeigt der Schnittpunkt der Kurven mit der T - E_g -Ebene die Anfangsverformung dieses Elements unter einer bestimmten Temperatureinwirkung und Druckspannung. Verfolgt man jetzt die Spur dieses Schnittpunktes für verschiedene Temperaturstufen, so ermittelt man den Verlauf der Gesamtverformungen dieses Betonelements unter einer bestimmten Druckspannung.

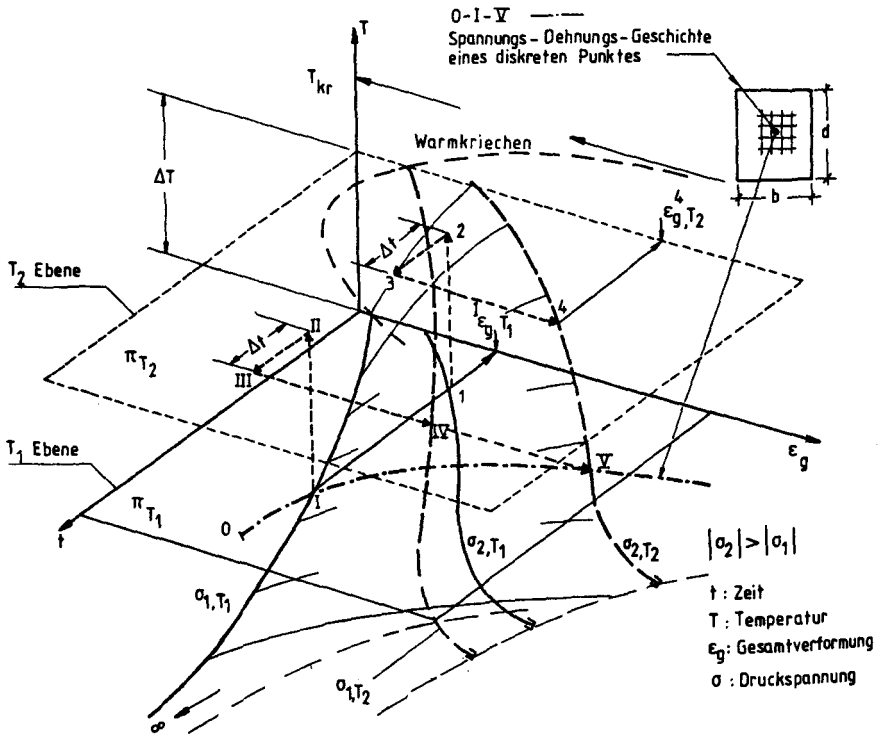


Bild 3.15: Darstellung der Gesamtverformung eines Betonelements
im T - ϵ_q -t Koordinatensystem

Diese Werkstoffkennlinie auf der T- ϵ_g -Ebene beinhaltet nicht die Langzeiteinflüsse. Sie ist aus den werkstoffkundlichen Untersuchungen als Warmkriechbeziehung bekannt geworden. Wenn die Gesamtverformungen auf dieser T- ϵ_g -Ebene uferlos anwachsen, dann wird die erreichte Temperaturstufe als kritische Temperatur bezeichnet/16/.

In dem Bild 3.15 soll jetzt die Entwicklung der Gesamtverformungen eines Betonelements, abhängig von seiner Spannungsgeschichte, für ein bestimmtes Zeitintervall dargestellt werden. Die Spannungsgeschichte eines solchen Elements soll auf der T_1 -Ebene an dem Punkt I beginnen. Anschließend soll eine Temperaturerhöhung um ΔT während eines Zeitintervalls Δt wirksam werden. Um die Kompatibilität und die Gleichgewichtsbedingungen einzuhalten, wird dieses Element während dieses Zeitintervalls eine bestimmte Verformungsveränderung erfahren. Wenn keine Spannungsveränderung während dieses Vorganges erfolgt, wird die Verformungsveränderung die Versetzung des Punktes I zum Ortspunkt IV bewirken. Dieser Ortswechsel ist auf dem Bild 3.15 mit den Komponenten der physikalischen Größen - Temperatur, Zeit und Verformung - dargestellt. Die Teilstrecken I-II, II-III und III-IV verdeutlichen diesen Vorgang.

Für ein anderes Element mit der Spannung σ_2 ist dieser Vorgang mit den Teilstrecken 1-2-3-4 wiedergegeben.

Wenn sowohl eine Temperaturveränderung als auch eine Spannungsveränderung an dem Punkt I während eines Δt -Zeitintervalls erfolgen, beispielsweise wenn sich die Spannung σ_1 auf die Spannung σ_2 ändert, während die Temperatur von der T_1 -Ebene auf die T_2 -Ebene ansteigt, kann die Spur der Gesamtverformungsveränderung mit dem Kurvenabschnitt I-V dargestellt werden.

Die Verformungsfläche zwischen den Kurven σ_1 und σ_2 der Temperaturebenen T_1 und T_2 beinhaltet somit die möglichen Gesamtverformungen derjenigen Querschnittspunkte, die sich während dieses Zeitintervalls in einer bestimmten Belastungs-Verformungs-Geschichte einschließen. Auf dieser Fläche sind ebenfalls die Schnittpuren mit den verschiedenen Zeitebenen eingetragen:

Mit Hilfe des Bildes 3.15 wird somit deutlich, daß der Zeitparameter auf die Bestimmung der Gesamtverformungen eines Betonelements einen besonderen Einfluß hat.

Während auf der Ebene der Warmkriechbeziehungen einem bestimmten Temperatur-Spannungs-Paar immer eine eindeutige Gesamtverformung zugeordnet werden kann, wird die Bestimmung dieser Größe in einem mit der Zeit darstellbaren Raum zusätzlich die Kenntnis einer Belastungsgeschichte erforderlich machen.

4 Zusammenfassung

Es wurden bisher im In- und Ausland vielfältige Arbeiten durchgeführt, um ein globales Rechenmodell für Beton im Hochtemperaturbereich zu entwickeln. Die rechnerische Anwendung dieser erstellten Modelle haben jedoch ergeben, daß die Materialbeschreibung nicht vollständig und nicht wirklichkeitsnah genug war. Deshalb konnten einige Modelle für bestimmte Randbedingungen erfolgreich benutzt werden. Dieser Sachverhalt wird dadurch begründet, daß entweder Versuchsdaten aus einem stationären Zustand, oder aus einem instationären Zustand zugrunde gelegt worden sind. Zum Teil wurde auch gemischte Vorgehensweise angewendet. Rechnerische Untersuchungen haben jedoch gezeigt, daß die Materialmodelle, die durch die Auswertung der instationären Daten entwickelt worden sind, am besten geeignet sind, das Materialverhalten für den Brandfall zu beschreiben.

In der laufenden Förderungsperiode wurde ein grundlegendes Materialmodell für Normalbeton entwickelt, welches das Verhalten dieses Stoffes unter Hochtemperaturbeanspruchung wirklichkeitsnah beschreibt. Die Ergebnisse der in der letzten Zeit im Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführten Arbeiten zeigen, daß ein Materialmodell für Beton das Übergangskriechen oder mindestens geeignete Verformungseffekte beinhalten muß. Solche Bedingungen stellen insbesondere dann einen Prüfstein dar, wenn für ein Bauteil ein Zwängungszustand vorliegt und dabei die Verformungen und die Zwängungskräfte über der Zeit rechnerisch wirklichkeitsnah abgeschätzt werden müssen.

Das hier vorgeschlagene und sich auf die letzten Forschungsarbeiten des Sonderforschungsbereichs 148 stützende Materialmodell beinhaltet die wichtigsten Effekte, die das Übergangskriechen

bestimmen, und können daher für die brandschutztechnische Bemessung der Stahlbetonbauteile eine globale Anwendung finden.

Die entscheidenden Lösungen für das Relaxationsproblem wurden dadurch erzielt, daß die wichtigsten physikalischen Einflüsse (\bar{T} , w , σ), auf die Bestimmung der Betonfestigkeit und des E-Moduls berücksichtigt worden sind. Auch eine Modifizierung der Kriechfunktion unter Berücksichtigung der geometrischen Form des Probekörpers und der Langzeiteinflüsse, ist eine wichtige Verbesserung gewesen.

Die praktische Gültigkeit des hier vorgestellten Modells wird in einem anderen Beitrag des Verfassers im Sonderforschungsbereich 148 Arbeitsbericht 1983-1986, exemplarisch vorgestellt.

5 Literatur

- /1/ Waubke, N.V.; Schneider, U.: Tensile Stresses in concrete due to fast vapour flow. -Int. symp. on pore struct. and prop. of mat., Part III, Vol. V. Prag 1973.
- /2/ Kordina, K.: The Behaviour of Structural Elements and buildings under Fire (in German). Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften, Nr. 281, Westdeutscher Verlag, Opladen, 1979.
- /3/ Schneider, U.: Properties of Materials at High Temperatures - Concrete -. RILEM 44-PHT, University of Kassel, Kassel, 1985.
- /4/ Schneider, U.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin, 1982.
- /5/ Schneider, U.: Design of structures against fire, Symposium, The University of Aston, Birmingham, April 15-16, 1986.
- /6/ Bazant, Z.P.: Mathematical Model for Creep and Thermal Shrinkage of Concrete at High Temperatures. Report No.82-10/249m, The Techn. Inst., Northwestern University, Evanston, 1982.
- /7/ Kordina, K., Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung. -Beton, 25. Jahrg., Heft 1.
- /8/ Kordina, K., Schneider, U.: Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen. -Betonwerk+Fertigteil-Techni, 41. Jahrg., Heft 12.

- /9/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985.
- /10/ Anderberg, Y.: Fire-Exposed Hyperstatic Concrete Structures - An Experimental and Theoretical Study. Div. of Struct. Mechn. and Concrete Constr., Inst. of Techn., Lund, 1976.
- /11/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil. -Schr.), 1979.
- /12/ Sonderforschungsbereichs 148, Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt B3 Arbeitsberichte 1974-1983.
- /13/ Anderberg, Y. et al.: Stress and deformation characteristics of concrete in high temperatures. Lund Inst. of Techn., Bulletin 54, Lund 1976.
- /14/ Anderberg, Y. et al.: Stress and deformation characteristics of concrete high temperatures, Lund Inst. of Techn. Bulletin 34.
- /15/ Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C, -Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148, Heft 2, TU-Braunschweig, Nov. 1973.
- /16/ Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen, Diss. TU-Braunschweig, 1973.
- /17/ Weiß, R.: Ein haufwerktheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone, -Diss. TU-Braunschweig, 1977.

- /18/ Haksever, A.: Relaxationsverhalten von Stahlbetontragwerken im Brandfall. Sonderforschungsbereichs 148, Arbeitsbericht 1978-1980, A1-5, TU-Braunschweig, 1980.

- /19/ Bronstein-Semendjajew, Taschenbuch der Mathematik, Teubnerverlag, Leipzig, 1973.

- /20/ Hoffend, F.: Zum Brandverhalten von Stahlbauteilen, Versuchsergebnisse und rechnerische Untersuchungen, Sonderforschungsbereichs 148, Arbeitsbericht 1981-1983, Teil I, pp 57-79.

Experimentelle und rechnerische Untersuchung
des Brandverhaltens dehnbehinderter Stahlbetonstützen

von

Dr.-Ing. Haksever

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	3
2. Versuchsplanung	3
3. Grundlagen der Berechnung	5
3.1 Materialmodell für Festbetone	5
3.2 Ofentemperaturen und Verformungen des Belastungsgerüsts	5
4. Diskussion der Rechenergebnisse	8
Versuch ST-1/1	8
Versuch ST-1/2	11
Versuch B 2-6	13
Versuch RS 84-1	16
Versuch RS 84-3	20
5. Zusammenfassung	22
6. Literatur	24

1. Einleitung

In der laufenden Förderungsperiode wurde verstärkt Grundlagenforschung betrieben, um die Diskrepanz, die zwischen dem gemessenen und dem berechneten Trag- und Verformungsverhalten von dehnbehinderten Druckgliedern im Brandfall auftreten, zu klären. Die Arbeiten wurden zunächst auf die Erstellung eines allgemeingültigen Materialmodells für Festbetone konzentriert, das durch eine umfassende mathematische Beschreibung der rheologischen Phänomene unter erhöhten Temperaturen zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens von dehnbehinderten Stützen angewendet werden kann. Das Materialmodell wurde durch eine enge Zusammenarbeit der Teilprojekte A und B 3 entwickelt. Die Grundlagen dieses Rechenmodells sind im Beitrag A 1-6 ausführlich erläutert /8/.

Naturgemäß erfordert die Anwendung eines solchen Materialmodells einen immensen Rechenaufwand. Die rechnerischen Untersuchungen haben jedoch gezeigt, daß sich ein solcher Aufwand lohnt, weil nur dadurch das Brandverhalten von gezwängten Bauteilen zufriedenstellend abgeschätzt werden kann. Es ist hier zu betonen, daß ein Materialmodell nur dann Vertrauen gewinnen kann, wenn es unter verschiedenen Randbedingungen erfolgreich getestet wurde /3/. Insbesondere muß das Modell für die Abschätzung des Brandverhaltens von Bauteilen mit praxisgerechten Abmessungen gelten. In der Literatur sind verschiedene Materialmodelle für Festbetone zu finden, für die in vielen Fällen jedoch die Verifizierung für den Brandfall fehlt, insbesondere wenn eine mechanische oder eine durch die gesamte Bauwerksinteraktion hervorgerufene Zwängung vorliegt.

In der laufenden Förderungsperiode wurden weitere Relaxationsversuche an Stahlbetonstützen durchgeführt. Es war beabsichtigt, den Gültigkeitsbereich des aufgestellten Materialmodells unter verschiedenen Randbedingungen zu überprüfen. In den folgenden Abschnitten wird nun die rechnerische Behandlung der durchgeführten Versuche vorgestellt.

2. Versuchsplanung

In den vergangenen Förderungsperioden wurden Relaxationsversuche an Stahlbetonstützen im Brandfall durchgeführt /5, 6/. In den Versuchen wurden hauptsächlich die Versuchsparameter Temperatur, Dehnung und

Zwängung variiert. Diese Parameter waren denen ähnlich, die bei den kleinen Probekörpern des Teilprojekts B 3 des Sonderforschungsbereichs 148 untersucht worden sind /1, 4/.

Die thermische Beanspruchung der Stahlbetonstützen wurde sowohl nach DIN 4102 als auch nach einer bestimmten Erwärmungsgeschwindigkeit vorgenommen.

Bei Variation der Dehnungen der Stahlbetonstützen wurde sowohl mit einer totalen Dehnbehinderung als auch mit einer gewissen elastischen Dehnung während der Branddauer gearbeitet. Durch die Steuerung der Versuchsp Parameter Temperatur und Dehnung wurden im Versuch die Zwängungen gemessen. Durch Steuerung der Zwängungen des Versuchskörpers wurden dagegen die thermischen Dehnungen der Stahlbetonstütze gemessen. Es liegen somit ausreichende Versuchsergebnisse über die dehnbehinderten Stahlbetonstützen im Brandfall vor.

In der derzeitigen Förderungsperiode wurden weiterhin gezielt ergänzende Versuche durchgeführt, um die Funktionsfähigkeit des benutzten Materialmodells in einem möglichst breiten Spektrum beurteilen zu können. Deshalb wurden zusätzliche Prüfkörper mit unterschiedlichen Querschnitten und Schlankheiten geprüft. In den späteren Dehnbehinderungsversuchen wurde stets eine bestimmte elastische Dehnung freigegeben, weil sich diese Maßnahme sowohl versuchs- als auch rechen-technisch als notwendig erwiesen hatte.

Im folgenden Abschnitt werden die Versuchs- und Rechenergebnisse gegenübergestellt, so daß sowohl die Effektivität des aufgestellten Rechenprogramms als auch die Gültigkeit des verwendeten Materialmodells deutlich erkennbar wird.

3 Grundlagen der Berechnung

3.1 Materialmodell für Festbetone

Das verwendete Materialmodell wurde in einem anderen Beitrag ausführlich vorgestellt (siehe A 1 - 6). Das hier benutzte Materialmodell erfordert ein sukzessives Rechenverfahren, so daß für die Bestimmung der Spannungen und Verformungen ein Informationszustand aus dem vorhergehenden Zeitschritt notwendig wird. Die rheologischen Grundlagen dieses Materialmodells wurden Anfang der 80er Jahre im Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 entwickelt und in /4/ veröffentlicht.

In der gegenwärtigen Förderungsperiode ist es durch eine enge Zusammenarbeit der Teilprojekte B3 und A gelungen, das Materialmodell durch intensive experimentelle und theoretische Arbeiten zur Abschätzung des Brandverhaltens von Großbauteilen heranzuziehen.

3.2 Ofentemperaturen und Verformungen des Belastungsgerüsts

Voraussetzung zur Beurteilung von Rechenmodellen und zur Überprüfung rechnerischer Ergebnisse durch Versuche ist das exakte Einhalten definierter Randbedingungen. Die Größe der Abweichungen von den Sollwerten ist ein Maß für die Güte und Leistungsfähigkeit eines Versuchsstandes. Im Stützen-/Rahmen-Versuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 ist es gelungen, diese Abweichungen bei allen Randbedingungen möglichst klein zu halten.

Bei den bisher durchgeführten Relaxationsversuchen an Stahlbetonstützen wurde die Brandbeanspruchung sowohl entsprechend der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN 4102 als auch nach einer vorgewählten Heißgas-Temperaturkurve aufgebracht. Der Unterschied der in der Bauteilnähe an verschiedenen Meßstellen registrierten Brandraumtemperaturen war gering. Bei einer Steuerung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN 4102 betrugen die Abweichungen von der Sollkurve maximal $\pm 30^\circ\text{C}$.

Bei einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 10 K/min wurden dagegen, für

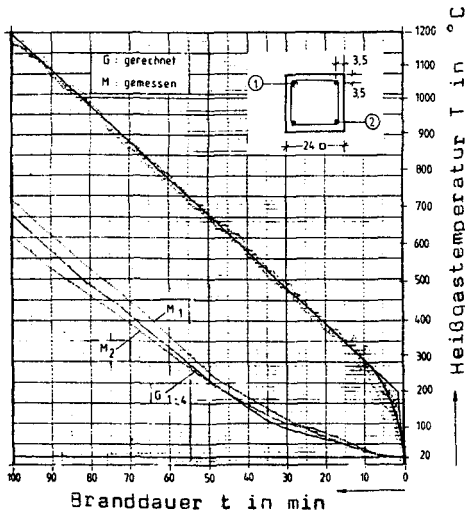


Bild 3.1: Temperaturentwicklungen im Brandraum und an den Stahleinlagen im Bauteil

eine Brandraumhöhe von 4.80 m, abgesehen von einem abfänglichen Störbereich, zum Teil noch geringere Abweichungen über der Brandraumhöhe gemessen. Das Bild 3.1 zeigt die gemessenen Temperaturen zusammen mit der Sollkurve bei einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 10 K/min. Es wird deutlich, daß auch die niedrigeren Erwärmungsgeschwindigkeiten im Stützen-/Rahmen-Brandversuchsstand einwandfrei eingehalten werden konnten.

In Bild 3.1 sind ebenfalls die Stahltemperaturen der ECKEINLAGEN von der geprüften Stahlbetonstütze eingetragen. Die Stahltemperaturen wurden während des Versuchs gleichzeitig mit den Brandraumtemperaturen registriert. Es wird deutlich, daß zwischen Rechnung und Messung eine zufriedenstellende Übereinstimmung existiert. Es kann also davon ausgegangen werden, daß das Temperaturproblem mit dem aufgestellten Rechenprogramm zuverlässig gelöst worden ist.

Im Stützen-/Rahmen-Brandversuchsstand des Sonderforschungsbereichs 148 können die Versuche sowohl last- als auch verformungsgesteuert gefahren werden. Bei verformungsgesteuerten Versuchen werden die Verfor-

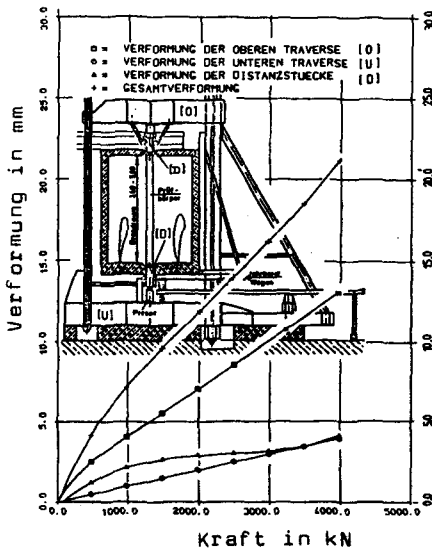


Bild 3.2: Verformungen des Belastungsgerüsts der Versuchsanlage

mungen des Belastungsgerüsts durch entsprechende Messungen miterfaßt. In Bild 3.2 sind die Verformungen des Belastungsgerüsts abhängig von der Längskraft des Druckdruckglieds dargestellt. Die einzelnen Verformungen der verschiedenen Konstruktionsteile sind auf der Längsachse des Druckglieds nach der wirkenden Last dargestellt. In den Versuchen war es jedoch nicht möglich, die Verformung der Distanzstücke, die zwischen der Stütze und dem Belastungsgerüst angeordnet sind, meßtechnisch zu erfassen. Diese Verformungen sind in Bild 3.2 ebenfalls eingetragen. Sie wurden als zusätzliche Längsdehnungen in der Berechnung berücksichtigt.

Die im Versuch gesteuerte Längsdehnung wurde somit um die Längsstauung der Distanzstücke, die von der gemessenen Zwangskraft einer bestimmten Branddauer hervorgerufen wird, erhöht. Andere Verformungsanteile des Versuchsstand wurden nicht mehr in die Berechnungen einbezogen, weil sie - wie schon vorhin erwähnt - gesondert erfaßt und ausgeschaltet worden sind. Die planmäßige elastische Dehnbehinderung

der Stütze wurde, gleich nach der Belastung der Stütze mit Beginn der Brandbeanspruchung aufgezungen.

Im folgenden Abschnitt werden die Rechenergebnisse diskutiert.

4 Diskussion der Rechenergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse von einigen typischen Relaxationsversuchen rechnerisch nachvollzogen. Die gewählten Versuche sind sowohl in den Zeiträumen der vergangenen als auch in der laufenden Förderungsperiode durchgeführt worden. Bei der Wahl der Versuche wurde besonders darauf geachtet, daß die Untersuchungen einen breiten Bereich der statischen Randbedingungen abdecken. Dabei zeigen die Rechenergebnisse mehr oder weniger gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen .

Versuch ST-1/1

Die rechnerische Analyse dieses Versuchs wurde in dem Jahresbericht der vergangenen Förderungsperiode ausführlich diskutiert. Dort wurden die Rechenergebnisse durch Anwendung zwei unterschiedlicher Materialmodelle ermittelt und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Die Rechenergebnisse zeigten starke Diskrepanzen zu den Versuchsergebnissen sowohl bei der gemessenen Zwangskraft als auch bei den im Versuch gemessenen Ausbiegungen. Um die Diskrepanzen zwischen den gerechneten und gemessenen Zwangskräften reduzieren zu können, wurde in der Berechnung eine bestimmte freie Dehnung über der Branddauer anstelle einer totalen Dehnbehinderung vorgegeben.

Dieses Vorgehen reduzierte zwar die Unstimmigkeiten bei der Abschätzung der Zwangskräfte zwischen Versuch und Rechnung. Die gemessenen Ausbiegungen und die Feuerwiderstandsdauer der Stütze konnten jedoch durch die Rechnung nicht zufriedenstellend nachvollzogen werden/5/.

In Bild 4.1 ist die im Versuch tatsächlich simulierte Dehnung der Stahlbetonstütze über der Branddauer dargestellt. Der schraffierte Bereich des Bildes zeigt den Verformungsanteil der Versuchsanlage, der durch die Stauchung der Distanzstücke bei einer bestimmten Längskraft entsteht (vgl. Bild 3.2). Obwohl dieser Versuch durch Simula-

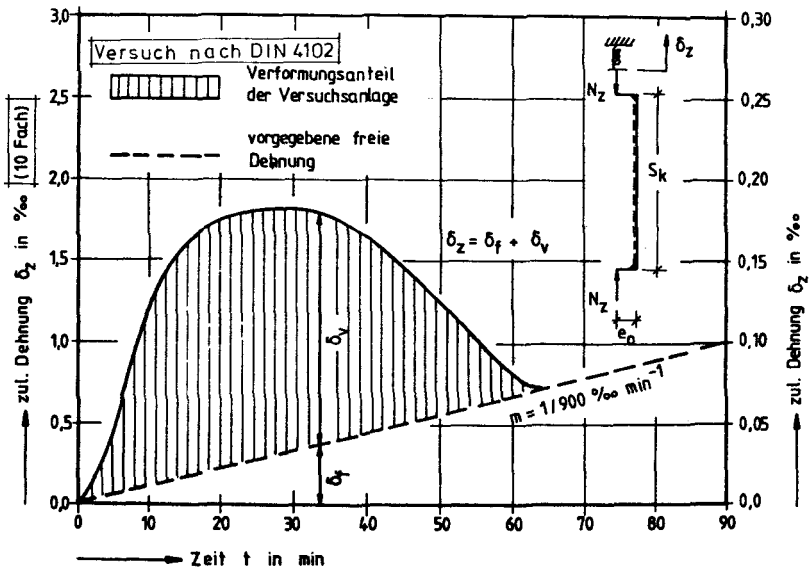


Bild 4.1: Zulässiger Dehnungsweg der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze ST-1/1

tion einer totalen Dehnbehinderung durchgeführt wurde, wurde in der Berechnung aus rechentechnischen Gründen eine vernachlässigbar kleine freie Dehnung vorgesehen. Dem Bild 4.1 kann man entnehmen, daß diese freie Dehnung nach 90minütiger Branddauer nur eine zulässige Dehnung von 0.1 ‰ erreicht.

Der Verformungsanteil der Versuchsanlage wurde dabei über die gemessene Zwangskraft gesteuert. Das Bild 4.2 zeigt nun die gerechneten Zwangskräfte zusammen mit den im Versuch gemessenen Längskräften. Es wird deutlich, daß eine entscheidende Verbesserung bei der Abschätzung der Relaxationskräfte durch Anwendung des neuen Materialmodells erzielt worden ist. Es besteht zwischen den gerechneten und gemessenen Zwangskräften eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Die Effektivität und die Gültigkeit des verwendeten Materialmodells kann aber nur dann verifiziert werden, wenn auch zwischen den gerechneten und gemessenen Ausbiegungen der dehnbehinderten Stahlbetonstütze im Brandfall eine Übereinstimmung existiert/5/. In Bild 4.3 sind die Rechenergebnisse zusammen mit den im Versuch gemessenen Verformungen über der Branddauer dargestellt. Es ist in der Tat zu beobachten, daß eine gute Übereinstimmung zwischen der Rechnung und der

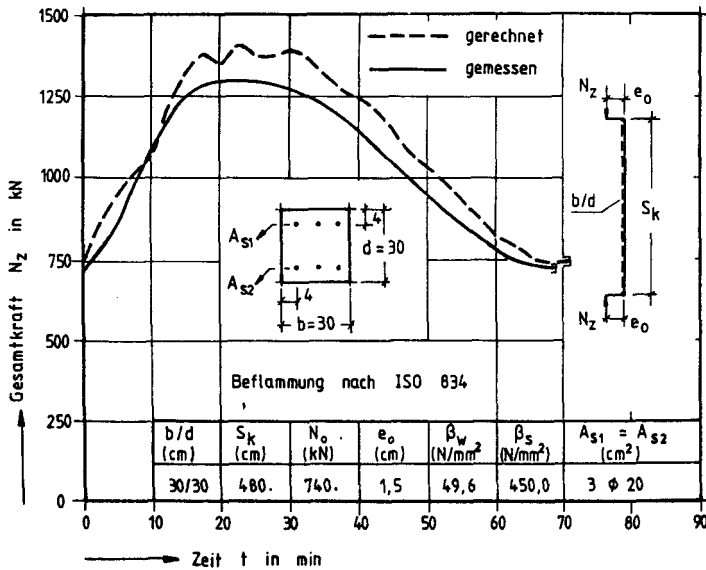


Bild 4.2: gemessene und gerechnete Gesamtkraft der
Stahlbetonstütze ST-1/1

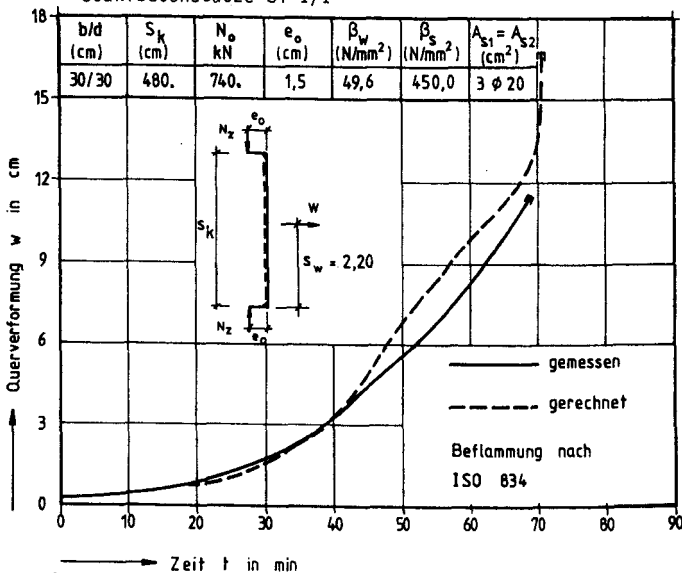


Bild 4.3: gemessene und gerechnete Ausbiegungen der
Stahlbetonstütze ST-1/1

Messung vorhanden ist. Dem Bild 4.3 ist weiterhin zu entnehmen, daß die Feuerwiderstandsdauer der Stütze auch durch die Rechnung zutreffend ermittelt wird.

Versuch ST-1/2

In diesem Versuch wurde auch eine totale Dehnbehinderung für die Stahlbetonstütze während der Brandbeanspruchung simuliert. Die Beflammung der Stütze erfolgte wie im Vorversuch allseitig nach DIN 4102.

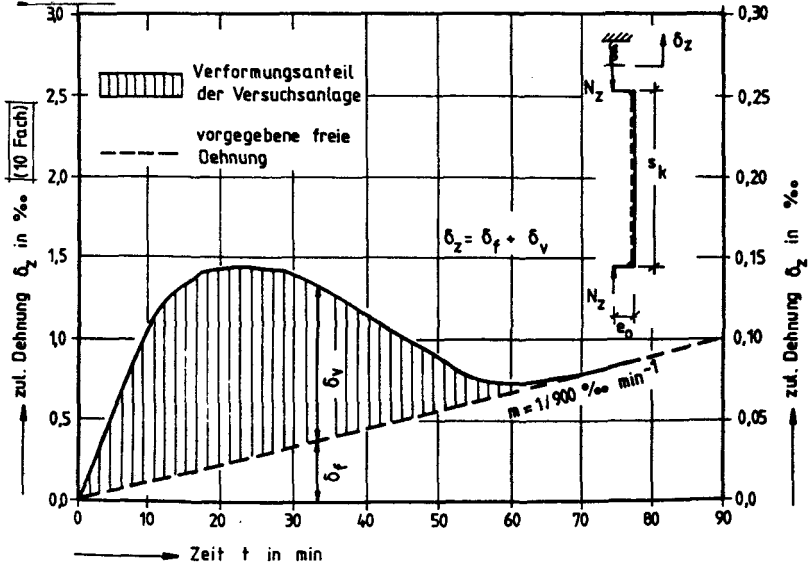


Bild 4.4: Zulässiger Dehnungsweg der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze ST-1/2

Für die Nachrechnung dieses Versuches wurde die elastische Dehnbehinderung der Stütze nach den in Bild 4.4 dargestellten zulässigen Dehnungen vorgenommen. Die Eigenschaften des verwendeten Materials sowie die statischen Randbedingungen der Stahlbetonstütze ist in dem Bild 4.5 aus einer gesonderten Tabelle ersichtlich.

Der schraffierte Bereich in Bild 4.4 stellt die versuchstechnisch nicht erfaßbaren Längsstauchungen der Distanzstücke dar (s. Bild 3.2). Auch in diesem Versuch wurde aus rechentechnischen Gründen eine planmäßige freie Dehnung in der Berechnung berücksichtigt. Sie ist ebenfalls in Bild 4.4 eingetragen.

Naturgemäß entstehen, bedingt durch die große Lastausmitte in diesem Versuch, im Vergleich zum Vorversuch geringere Zwangskräfte während

der Branddauer (vgl. Bild 4.2 und 4.5). Aus diesem Grunde ist der Verformungsanteil der Versuchsanlage bei der Simulation einer elastischen Dehnbehinderung verhältnismäßig klein.

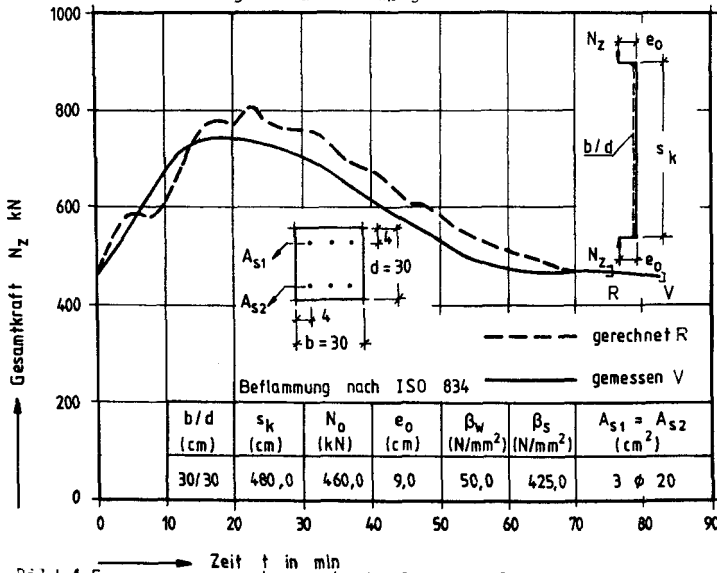


Bild 4.5: gemessene und gerechnete Gesamtkraft der Stahlbetonstütze ST-1/2

Unter Berücksichtigung des in Bild 4.4 dargestellten Dehnungsverlaufs der Stahlbetonstütze wurde eine rechnerische Analyse durchgeführt, um die gemessenen Querverformungen und Relaxationskräfte nachzuvollziehen. In Bild 4.5 sind die gemessenen und durch Rechnung ermittelten Längskräfte über der Branddauer dargestellt. Man kann erkennen, daß auch bei einer sehr großen Lastausmitte ($e/d = 0.3$) die gemessenen Zwangskräfte rechnerisch zufriedenstellend wiedergegeben werden. Allerdings ist die rechnerische Feuerwiderstandsdauer etwas geringer, als es im Versuch der Fall ist.

Weiterhin sind in Bild 4.6 die im Versuch gemessenen und die abgeschätzten Querverformungen des Prüfkörpers über der Branddauer dargestellt, um die Effektivität des Rechen- und Materialmodells zu demonstrieren. Es ist bekannt, daß die Entwicklung der Zwangskräfte bei dehnbehinderten Stahlbetonstützen maßgeblich von der Entwicklung der Querverformungen bestimmt wird. Deshalb muß auch eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und gerechneten Querverformungen der

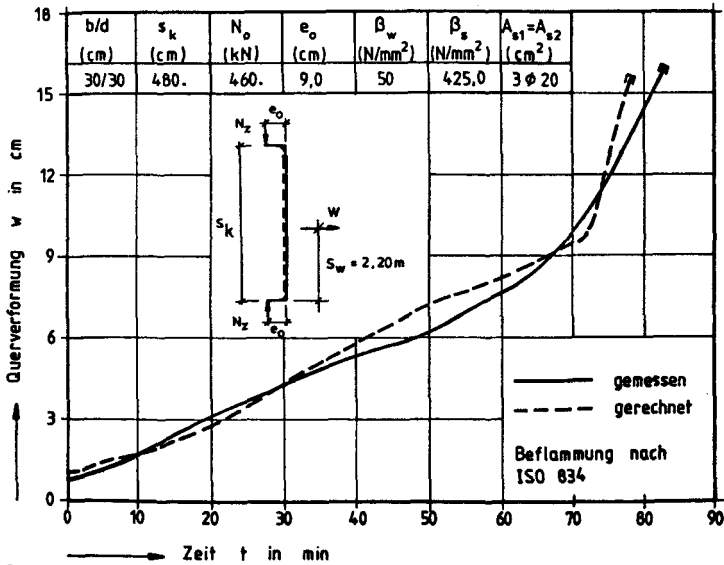


Bild 4.6: gemessene und gerechnete Ausbiegungen der Stahlbetonstütze ST-1/2

Stahlbetonstütze während der Brandbeanspruchung bestehen. Es wird deutlich, daß sich zwischen der Messung und der Rechnung eine gute Übereinstimmung existiert; ein Beweis dafür, daß das entwickelte Materialmodell das Bauteilverhalten im Brandfall wirklichkeitsnah wiedergibt und die Effekte aus der Theorie II Ord. gut erfaßt werden.

Versuch B2-6

Die besondere Eigenschaft dieses Versuchs besteht darin, daß die Dehnbehinderung der Stütze während der Branddauer durch eine planmäßige elastische Zwängung vorgenommen worden ist. Wie aus dem Bild 4.7 ersichtlich ist, wurde diese planmäßige Dehnbehinderung so gesteuert, daß eine Längsdehnung auf der Lastachse nach einer 90minütigen Branddauer nach ETK, die 1 o/oo-Grenze erreichen sollte.

In Bild 4.7 sind ebenfalls die Anlagenverformungen durch die Stauung der Distanzstücke dargestellt. Diese Anlagenverformungen wurden wiederum als zusätzlich zugelassene elastische Dehnungen, in der Berechnung erfaßt. Die Verformungen des Belastungsgerüsts wurden dabei wie immer durch ständige Messungen während des Versuchs miter-

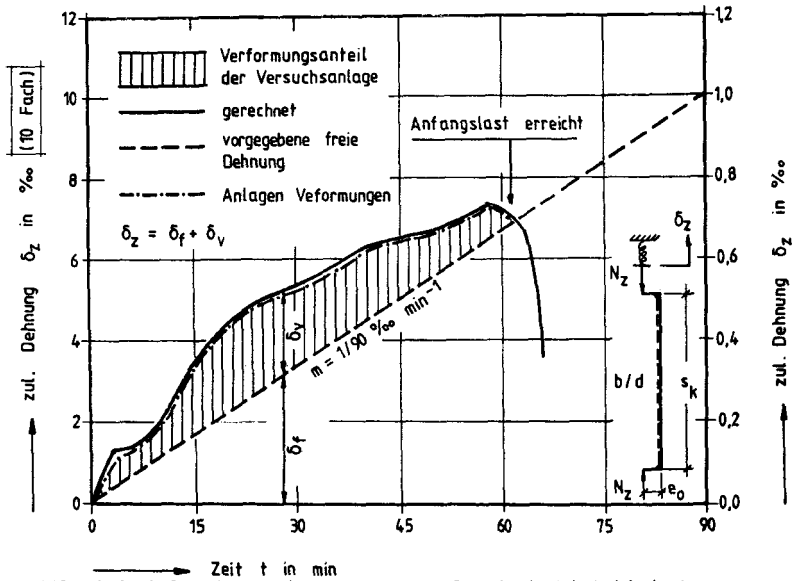


Bild 4.7: Zulässiger Dehnungsweg der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze B2-6

faßt, so daß die vorgesehene elastische Dehnbehinderung im Versuch eingehalten werden konnte. Das Bild 4.7 zeigt deutlich, daß die anfängliche Gebrauchslast der Stahlbetonstütze abhängig von dem Verlauf der Zwängungen, nach einer bestimmten Branddauer erreicht wird. Nach diesem Zeitpunkt bleiben die Anlagenverformungen unverändert (punktgestrichelte Kurve auf dem Bild 4.7), weil im Versuch ein Zwängungsabbau beim Unterschreiten der Gebrauchslastgrenze nicht zugelassen worden ist und die Auflast bis zum Erreichen der Feuerwiderstandsdauer konstant gehalten wurde.

Das Bild 4.8 zeigt nun eine Gegenüberstellung der gemessenen und gerechneten Relaxationskräfte der untersuchten Stahlbetonstütze. Die statischen und mechanischen Randbedingungen des untersuchten Prüfkörpers sind in dem Bild 4.8 in einer gesonderten Tabelle wiedergegeben. Es ist zu erkennen, daß sich die abgeschätzten Zwängkräfte auch bei einer elastischen, planmäßigen Dehnbehinderung der Stahlbetonstütze in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen während der gesamten Branddauer befinden. Aus dem Bild wird deutlich, daß die zeitliche Entwicklung und der Abbau der Zwängkräfte auch durch die Rechnung gut abgeschätzt wird.

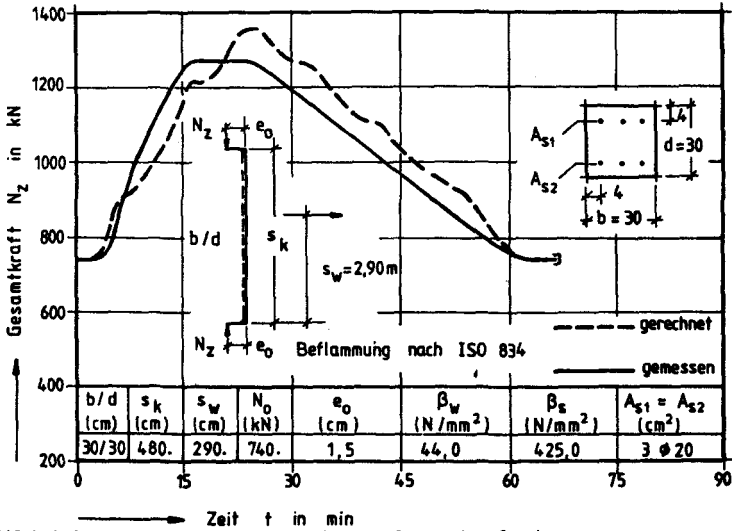


Bild 4.8: gemessene und gerechnete Gesamtkraft der
Stahlbetonstütze B2-6

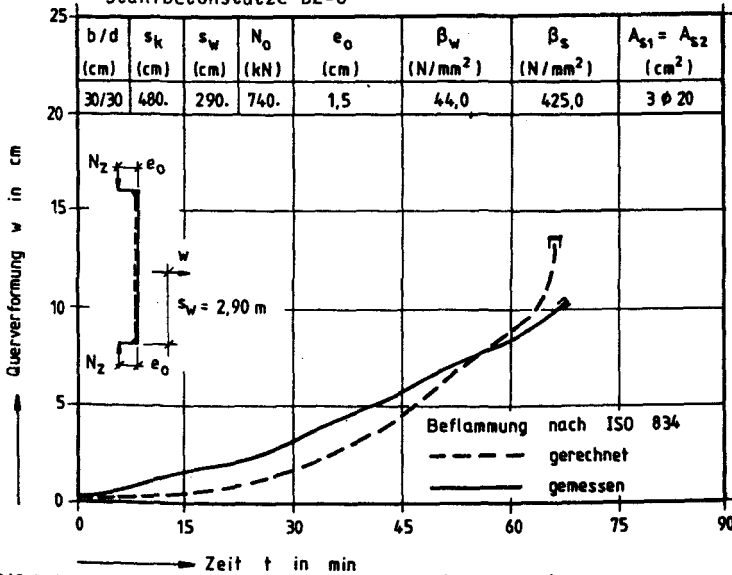


Bild 4.9: gemessene und gerechnete Ausbiegungen der
Stahlbetonstütze B2-6

Das Verformungsverhalten der Stahlbetonstütze ist in Bild 4.9 zusammen mit den Rechenergebnissen dargestellt. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigt deutlich, daß auch in diesem Fall die Querverformun-

gen des Prüfkörpers durch die Rechnung sehr gut nachvollzogen werden. Auch die rechnerisch ermittelte Feuerwiderstandsdauer stimmt mit dem im Versuch beobachteten Versagenszeitpunkt gut überein.

Versuch RS 84-1

Bei diesem Versuch wurden die Heißgastemperaturen im Ofen abweichend von DIN 4102 nach einer bestimmten vorgegebenen Erwärmungsgeschwindigkeit gesteuert.

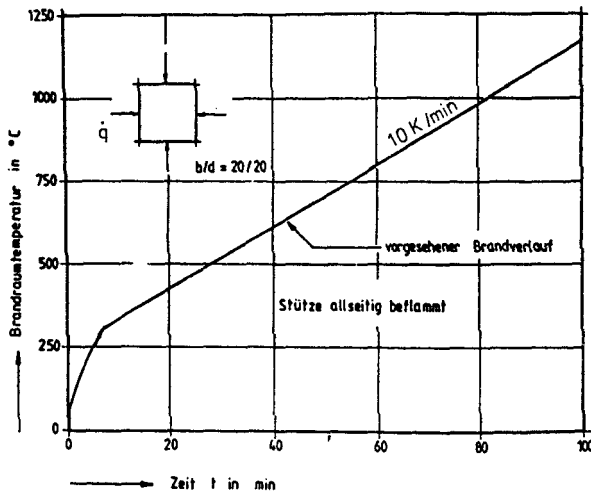


Bild 4.10: Vorgesehener Brandverlauf für die dehbehinderte Stahlbetonstütze RS 84-1

Das Bild 4.10 zeigt den vorgesehenen Brandverlauf, bei dem die Stahlbetonstütze allseitig beflammt wurde. Die Erwärmungsgeschwindigkeit der Heißgase beträgt nach einer anfänglichen Störzone etwa 10 K/min. Diese Erwärmungsgeschwindigkeit wurde gewählt, um zu zeigen, daß das benutzte Materialmodell und das Rechenverfahren auch bei anderen Brandverläufen als nach der ISO-Kurve, erfolgreich funktioniert.

In Bild 4.11 sind nun die gerechneten und gemessenen Stahltemperaturen der Eckenlagen in der Stütze über der Branddauer dargestellt. Da diese Stahleinlagen im Querschnitt symmetrisch angeordnet sind, wurde in der Berechnung ein einziger Temperaturverlauf ermittelt. Eine Gegenüberstellung dieses vorberechneten Temperaturverlaufs mit

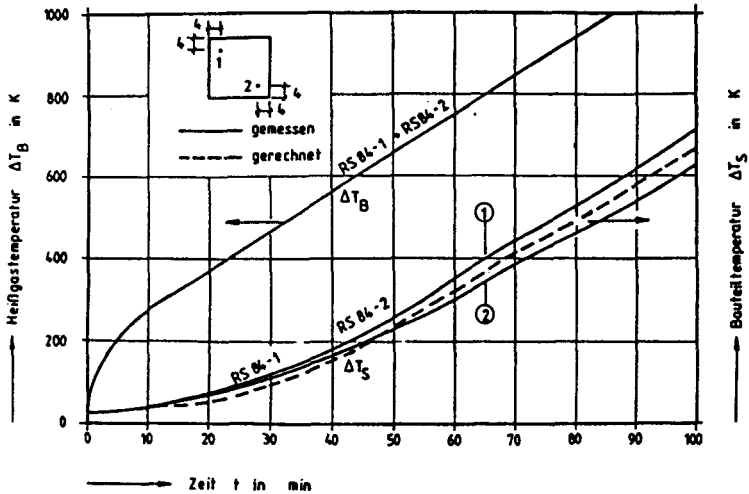


Bild 4.11: Brandraum- und gemessene und gerechnete Bauteil--
temperaturen der Stützen RS 84-1 und RS 84-2

den Temperaturmeßwerten der Stahleinlagen zeigt deutlich, daß das Temperaturproblem im benutzten Rechenprogramm sehr gut gelöst worden ist. Die gute Übereinstimmung ist auch ein Beweis dafür, daß die Steuerung der Heißgastemperaturen im Ofen wie vorgesehen durchgeführt werden konnte.

Auch in diesem Versuch wurde eine elastische Dehnbehinderung vorgenommen. In dem Bild 4.12 ist die planmäßig vorgesehene, elastische Dehnbehinderung der Stahlbetonstütze über der Branddauer dargestellt. In dem schraffierten Bereich sind wiederum die versuchstechnisch nicht erfaßten Verformungen (Stauchungen) der Distanzstücke des Versuchsstandes dargestellt. Die elastische Dehnbehinderung wurde auf der Lastachse simuliert. Nach der Darstellung der Anlagenverformungen wird deutlich, daß die maximale Zwangskraft kurz vor der 60. Brandminute erreicht wird.

Das Bild 4.13 zeigt nun eine Gegenüberstellung der gerechneten und gemessenen Zwängungen der untersuchten Stahlbetonstütze während der Brandbeanspruchung. Es wird deutlich, daß die gerechneten Zwängungen die Versuchsergebnisse zutreffend wiedergeben. In der Berechnung wurde kein Versagen der Stahlbetonstütze festgestellt. Auch diese

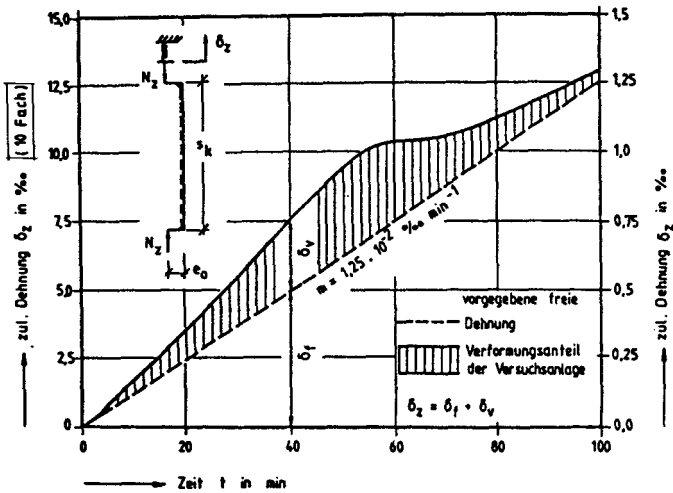


Bild 4.12: Zulässiger Dehnungsweg der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze RS 84-1

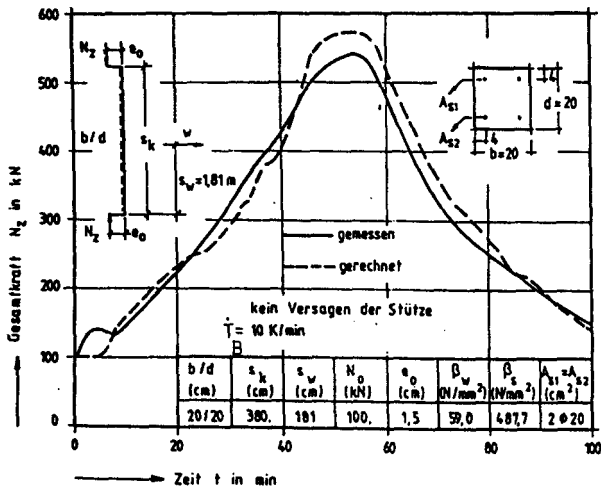


Bild 4.13: gemessene und gerechnete Gesamtkraft der Stahlbetonstütze RS 84-1

Feststellung wird durch den Versuch bestätigt.

Für diesen Zwängungsverlauf kann die Analyse der Gl. (2.30) in/7 /

eine Antwort geben. Am Anfang sind die Kriechverformungen sehr gering. Der Beton besitzt einen verhältnismäßig hohen E-Modul. In der erwähnten Gleichung ist das $R(t)$ entsprechend klein, weil dieser Term von den entstehenden Kriechverformungen bestimmt wird. Der, vom E-Modul des Betons gesteuerte, Term $Q(t)$ ist dagegen entsprechend hoch. Diese Zusammenstellung bewirkt einen Anstieg in der Entwicklung der Zwängungskräfte mit steigenden Bauteiltemperaturen. Mit fortschreitender Branddauer jedoch treten erhebliche Kriechverformungen bei gleichzeitigem Abbau des Beton-E-Moduls auf. Diese Effekte bewirken naturgemäß eine rückläufige Entwicklung der Funktionen $Q(t)$ und $R(t)$ - ein Effekt, der in Gl. (2.30) in /7/ zum Abbau der Querschnittsspannungen führt. Außerdem leisten die zunehmenden Bauteil-Querverformungen einen zusätzlichen Beitrag zum Abbau der Relaxationskräfte.

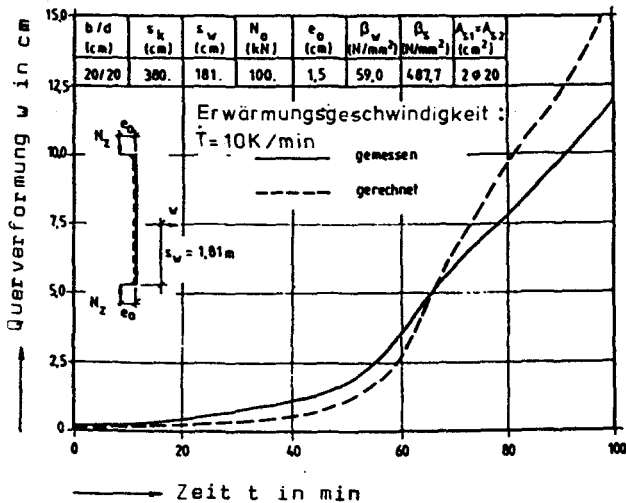


Bild 4.14: gemessene und gerechnete Ausbiegungen der Stahlbetonstütze RS 84-1

Das Bild 4.14 stellt die gemessenen und die gerechneten Querverformungen der untersuchten Stahlbetonstütze dar. Auch dieses Bild zeigt in der Tendenz der Verformungsentwicklung eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung.

Versuch RS 84-3

In diesem Versuch wurde als Probekörper eine Stahlbetonstütze mit einem Rechteckquerschnitt verwendet. Die Stütze wurde nach Euler-Fall II geprüft. Die Linienlagerung am Kopf und am Fuß der Stütze wurde parallel zu dem kürzeren Rand des Querschnitts ausmittig angeordnet. Die Knickrichtung wurde dadurch eindeutig in Richtung der schwachen Querschnittsachse erzwungen.

Bei diesem Versuch wurde zur Simulation eines Zwängungszustandes eine planmäßige elastische Dehnbehinderung über der Branddauer vorgesehen.

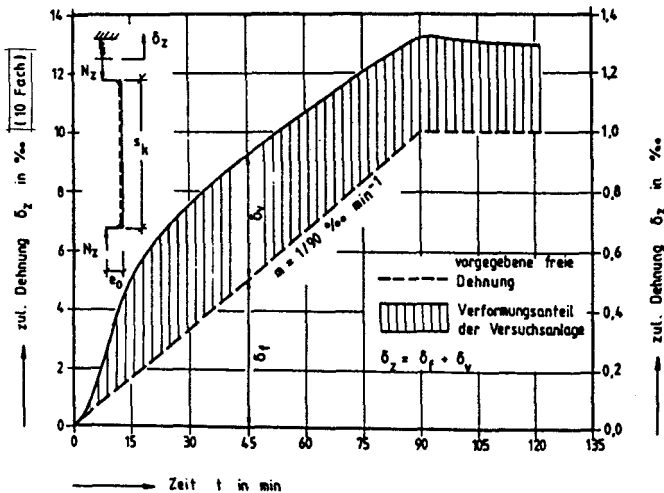


Bild 4.15: Zulässiger Dehnungsweg der elastisch dehnbehinderten Stahlbetonstütze RS 84-3

In Bild 4.15 ist der Verlauf der planmäßigen Dehnbehinderung der Stütze zusammen mit den Anlagenverformungen dargestellt. Die durchgezogene Kurve in dem Bild zeigt die praktisch simulierte, elastische Dehnbehinderung der Stahlbetonstütze über der Branddauer. Sie enthält auch die Verformungen der Distanzstücke der Versuchsanlage. Dabei wurde die Dehnbehinderung in Richtung der vertikalen Lastachse vorgenommen.

Die planmäßige elastische Dehnbehinderung war so vorgesehen, daß nach Erreichen der 1 0/00-Grenze in der 90. Brandminute die erreichte Deh-

nung bis zum Versuchsende konstant gehalten wurde. Der Versuch wurde nach einer zweistündigen Brandbeanspruchung nach DIN 4102 abgebrochen. Im Versuch wurde kein Versagen der Stahlbetonstütze beobachtet.

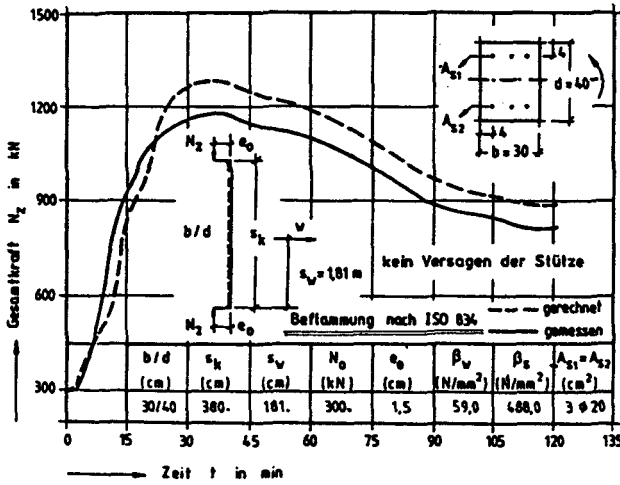


Bild 4.16: gemessene und gerechnete Gesamtkraft der Stahlbetonstütze RS 84-3

Im Bild 4.16 sind die im Versuch gemessenen und die rechnerisch nachvollzogenen Zwangskräfte des Prüfkörpers über der Branddauer dargestellt. Dem Bild wurden die mechanischen und statischen Randbedingungen dieser Stahlbetonstütze in einer Tabelle zugefügt. Auch dieses Bild zeigt deutlich, daß die zeitliche Entwicklung der Zwangskräfte in allen Bereichen zutreffend von der Berechnung erfaßt wird.

Der verhältnismäßig schnelle Anstieg der Zwangskräfte in diesem Versuch ist durch die statischen Randbedingungen der untersuchten Stahlbetonstütze bedingt. Die niedrige Schlankheit und die kleine Lastausmitte führen zu diesem Vorgang, weil dadurch die Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung entsprechend klein bleiben. Nach 45 Minuten Branddauer ist der Abbau der Zwängungen durch die wirksam werdenden Kriechinflüsse unter einer hohen Zwangskraft und hohen Temperaturen gekennzeichnet.

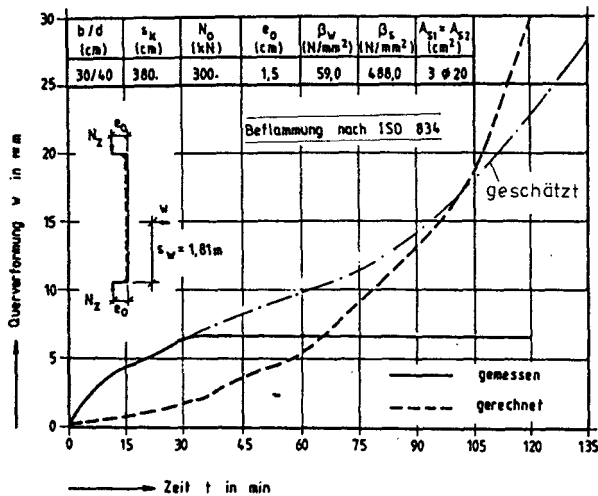


Bild 4.17: gemessene und gerechnete Ausbiegungen der Stahlbetonstütze RS 84-3

Im Bild 4.17 ist die Verformungsentwicklung der Stütze während der Branddauer dargestellt. Die Verformungsmessungen wurden in einer bestimmten Höhe in Knickrichtung durchgeführt. Dem Bild ist zu entnehmen, daß die gemessenen Verformungen bis zur 30. Minute der Branddauer ansteigen. Nach diesem Zeitpunkt konnten jedoch von dem Meßaufnehmer keine Verformungsänderungen registriert werden. Die durchgeführte Verformungsrechnung zeigt dagegen eine zunehmende Ausbiegung für die Stahlbetonstütze. Im Bild wurde deshalb ebenfalls die mögliche Verformungsentwicklung der Stütze über der Branddauer eingetragen.

5 Zusammenfassung

In der derzeitigen Förderungsperiode wurden zur Lösung des Relaxationsproblems intensive Arbeiten durchgeführt. Neben den experimentellen Untersuchungen wurden auch die theoretischen Arbeiten auf die Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Materialmodells konzentriert. Es wurde Wert darauf gelegt, daß das zu entwickelnde Materialmodell möglichst alle Einflußparameter zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Brandverhaltens von Stahlbetonbauteilen enthält.

Es wurden bisher verschiedene Materialmodelle sowohl im In- als auch im Ausland entwickelt. Die Anwendung dieser Materialmodelle insbesondere zur Beschreibung des Relaxationsverhaltens von gezwängten Stahlbetonstützen hat bisher nicht zur erfolgreichen Lösung bei der Abschätzung der Versuchsergebnisse geführt. Das neue Materialmodell wurde durch Zusammenarbeit der beiden Teilprojekte B3 und A entwickelt und dessen Gültigkeit durch Großversuche belegt. Dieses Vorgehen ist besonders wichtig, weil die bekannten Materialmodelle nur unter einer bestimmten Randbedingung Gültigkeit besitzen und vor allem zur Abschätzung des Relaxationsverhaltens von Kleinprobekörpern geeignet ist.

Die Abschätzung des Brandverhaltens von gezwängten Bauteilen aus Stahlbeton konnte erst gelingen, nachdem im Material die zeitabhängigen Phänomene ergriffen wurden/8/. Dabei spielte die Erfassung der Einflüsse aus der Erwärmungsgeschwindigkeit des Betons in einem rheologischen Modell eine besondere Rolle/6/. Dabei wurden die last- und zeitabhängigen Verformungen des Betons bei den Großbauteilen, mit Hilfe der umfangreich durchgeführten experimentellen Arbeiten neu formuliert. Die bekannte Kriechfunktion wurde in diesem Zusammenhang last-, temperatur- und feuchteabhängig/2/ neu modifiziert. Das gilt insbesondere für die Erfassung der zeitlichen und geometrischen Einflüsse.

Das benutzte Rechenmodell erfordert naturgemäß einen hohen Aufwand am Rechner. Da die Bestimmung der Spannungen und Verformungen des Bauteils sukzessive berechnet werden müssen, ist es zwangsläufig vorgegeben, daß die Zeitschritte zur Durchführung einer statischen Analyse sehr klein gewählt werden müssen. Insbesondere in den Fällen, in denen verhältnismäßig schnell ablaufende Verformungs- und Spannungsveränderungen erwartet werden können, ist die Reduzierung der Zeitschritte besonders angezeigt. Die durchgeführten rechnerischen Untersuchungen haben ergeben, daß eine Zeitschrittgrenze von drei Minuten nicht überschritten werden sollte. In einigen rechnerischen Analysen hat sich deshalb ergeben, daß die Rechenzeit (CPU-Zeit) mit der Versuchszeit quasi identisch gewesen ist.

Trotz der erzielten guten Übereinstimmungen zwischen dem Versuch und der Rechnung kann nicht behauptet werden, daß das Zwängungsproblem

der Bauteile aus Stahlbeton im Brandfall vollständig gelöst worden ist. Besondere Aufmerksamkeit soll zukünftig auf die nähere Erfassung der Kriechfunktion und die Übertragung der Materialgesetze aus kleinen Probekörpern auf Großbauteilen gewidmet werden.

6 Literatur

- /1/ Schneider, U.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin, 1982.
- /2/ Bazant, Z.P.; Chern, J.C.: Concrete Creep at Variable Humidity: Constructive Law and Mechanism. Mat. et Constr., Vol.18, No.103, pp 1/20, 1985.
- /3/ Anderberg, Y.: Fire-Exposed Hyperstatic Concrete Structures - An Experimental and Theoretical Study. Div. of Struct. Mechn. and Concrete Constr., Inst. of Techn., Lund, 1976.
- /4/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Technische Universität Braunschweig, 1979.
- /5/ Haksever, A.: Zum Relaxationsverhalten von Stahlbetonstützen im Brandfall Sonderforschungsbereich 148 Jahresbericht 1981-1983, Teil I, Technische Universität Braunschweig. .
- /6/ Haksever, A.: Relaxationsverhalten von Stahlbetontragwerke im Brandfall Sonderforschungsbereich 148 Jahresbericht 1978-1980, Teil I, Technische Universität Braunschweig. .
- /7/ Haksever, A.: Mathematische Modellierung des Verformungsverhaltens von Festbetone unter Brandbeanspruchung. Sonderforschungsbereich 148 Jahresbericht 1984-1986, Teil I, Technische Universität Braunschweig.
- /8/ Anderberg, Y.: Stress and Deformation charesterisctics of Concrete in high Temperatures. RILEM-Committee 44-PHT, Febr. 1983

Tragverhalten von Druckgliedern
bei natürlichen Bränden

von

Dr.-Ing. Haksever

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Einleitung	3
1.1 Stand der Forschung	4
1.2 Problemstellung	5
2. Versuchsaufbau	6
2.1 Versuchsplanung	6
2.2 Versuchsergebnisse	7
3. Theoriebildung	9
3.1 Grundlagen der verwendeten Materialgesetze	9
3.2 Rechnerische Analyse der Versuche	10
Versuch SNB 84/1	10
Versuch SNB 84/2	13
Versuch SNB 84/3	19
Versuch SNB 84/4	24
Versuch SNB 84/5	25
3.3 Zusammenfassung	30
4. Brandverhalten von Holzstützen bei natürlichen Bränden . . .	33
4.1 Abbrandraten der Vollholz-Querschnitte bei natürlichen Bränden	33
4.2 Traglastmonogramm für Holzstützen bei natürlichen Bränden	35
4.3 Zusammenfassung	37
5. Literatur	38

1. Einleitung

Das Konzept der Einheits-Temperaturzeit-Kurve wurde in den späten Zwanziger Jahren entwickelt. Später durchgeführte Großbrandversuche haben gezeigt, daß die Einheits-Temperaturzeit-Kurve zur Beschreibung eines natürlichen Brandes nicht geeignet ist. Seitdem wurde eine Vielzahl von Großbrandversuchen durchgeführt, um die Parameter zu bestimmen, die notwendig sind, einen natürlichen Brand zu beschreiben. In diesem Zusammenhang wurden zahlreiche Untersuchungen sowohl experimenteller als auch theoretischer Art in verschiedenen Ländern vorgenommen. Für die brandschutztechnische Bemessung der Bauteile wurde das konventionelle Verfahren auf Basis der Einheits-Temperaturzeit-Kurve (ISO 834) beibehalten. Obwohl von Land zu Land die mathematische Formulierung der Einheits-Temperaturzeit-Kurve differiert, sind die verwendeten Heißgastemperaturzeitkurven ähnlich.

Bei Bauteiluntersuchungen wurden die Öfen meistens durch Gas- oder Ölbrenner beheizt. Die Temperaturen wurden entweder mit Mantelthermoelementen oder mit Thermdraht mit Meßkopf gemessen. Dabei wurde von Paulsen /1/ eine Analyse der Wärmeleitung für Brandöfen durchgeführt.

Die thermische Beanspruchung eines Bauteils, durch die seine Feuerwiderstandsdauer bestimmt wird, hängt hauptsächlich ab von

- a) der Geometrie des Ofens (mittlere Strahlungslänge),
- b) den Emissions- und Absorptionseigenschaften der Abgase,
- c) den thermischen Eigenschaften der Umgebungswände und
- d) der Art der brennbaren Stoffe (Menge der Rußpartikel).

Bei der brandschutztechnischen Klassifizierung der Bauteile werden die Einflüsse aus der Brandlast, dem Öffnungsfaktor und den thermischen Eigenschaften der Wände vernachlässigt. Die Reproduzierbarkeit der Versuche kann verbessert werden, wenn nicht die Heißgastemperaturen, sondern der Wärmefluß am Prüfkörper gemessen wird.

Die thermischen Randbedingungen im Normbrandversuch entsprechen im allgemeinen nicht denjenigen, die bei einem natürlichen Brand vorliegen. Deshalb gewinnen die Untersuchungen der Bauteile bei einem natürlichen Brandangriff heute zunehmende Bedeutung.

1.1 Stand der Forschung

Ein differenziertes Bemessungsverfahren auf der Grundlage von gerechneten Temperatur-Zeit-Beziehungen für Brandräume wurde von Magnusson, Pettersson und Thor /2, 3/ vorgeschlagen. Diese Temperatur-Zeit-Kurven basieren auf einem Bemessungsmodell mit Holzkrippen-Bränden. In einer Pilotstudie über die probabilistischen Einflüsse auf die brandschutztechnischen Bemessungen von Stahlkonstruktionen hat Magnusson /3/ gezeigt, daß ein solches differenziertes Bemessungsverfahren gegenüber einer Untersuchung nach Normbrand vorzuziehen ist. Nach Magnusson ist der Einfluß aus dem Verlauf der Temperatur-Zeit-Kurve auf die Feuerwiderstandsdauer des Bauteils ziemlich gering im Vergleich zu den anderen brandbeeinflussenden Parametern.

In vielen Fällen sind die Brandlast, der Öffnungsfaktor und die Wand-eigenschaften nicht bekannt. Dann ist es jedoch noch möglich, Temperatur-Zeit-Kurven auf der Basis einer pessimistischen Annahme der fehlenden Parameter abzuschätzen. Dieses Bemessungsverfahren wurde von Babrauskas und Williamson vorgestellt /4/.

Um die natürlichen Brände auf der Basis von Normbränden zu berechnen, wurde von Pettersson der Begriff "äquivalente Branddauer" vorgeschlagen /5/. Die Definition der äquivalenten Branddauer nach Pettersson hat jedoch nur dann einen Sinn, wenn die "kritischen Stahltemperaturen" des Bauteils höher sind als die Bauteiltemperaturen bei der "äquivalenten Branddauer" nach einer ISO-Brandeinwirkung. Wenn das nicht der Fall ist, muß die äquivalente Branddauer über die kritischen Stahltemperaturen des Stahlbauteils ermittelt werden. Auch von anderen Forschern wurden verschiedene Kriterien zur Bestimmung der äquivalenten Branddauer vorgeschlagen /6, 7, 8/. Daß die Bestimmung der äquivalenten Branddauer mit Hilfe eines Temperaturkriteriums die Einwirkung eines natürlichen Brandes auf ein Bauteil nicht vollständig wiedergeben kann, wurde in /6/ ausführlich diskutiert.

Da die Übertragung eines natürlichen Brandes auf einen Normbrand noch nicht vollständig geklärt ist, wurden erste Untersuchungen im Sonderforschungsbereich 148 mit natürlichen Bränden in der vorangegangenen

Förderungsperiode durchgeführt. Dabei wurde das Brandverhalten von Stahlbetonstützen experimentell und theoretisch untersucht /9/. Die thermische Beanspruchung der Stützen wurde durch Abbrand von Holzkrippen und durch Einstellung einer bestimmten Luftzufuhr vorgegeben. Anhand der geringen Anzahl der Versuche war es nicht möglich, zu systematischen Ergebnissen zu gelangen.

1.2 Problemstellung

In der auslaufenden Förderungsperiode des Sonderforschungsbereichs 148 wurden die experimentellen und theoretisch-rechnerischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelbauteilen nach Normbrandbeanspruchung mit definierten statischen Randbedingungen im wesentlichen abgeschlossen. Bisher wurden Kenntnisse auf dem Gebiet des Brandverhaltens von Bauteilen durch die Untersuchungen des Projektbereichs A - Bauteile - im wesentlichen auf den Bereich der Normbrandbeanspruchung (ISO bzw. DIN 4102) gewonnen. Dies war angesichts des dringenden Nachholbedarfs und der Nutzbarmachung bereits im In- und Ausland erworbener Erfahrungen notwendig.

In Sonderfällen, wie dem eines natürlichen Brandes, wird ein individueller Objektschutz angestrebt, was besagt, daß das Bauwerk weder versagen noch durch den Brand bleibende Schäden erleiden darf. Für Ermittlungen dieser Art erweist sich der Ansatz der Normbrandbeanspruchung nach DIN 4102 als nicht ausreichend. Deshalb sollte der Anschluß an die sog. natürlichen Brände (Brandraumtemperatur-Verläufe mit Abkühlphase) hergestellt werden.

Es ist wichtig, Druckglieder in einer bestimmten Kombination der statisch-thermischen Randbedingungen zu untersuchen um festzustellen, in welchen Fällen ein Versagen des Bauteils während der Abkühlphase eines natürlichen Brandes zu erwarten ist. Festzustellen ist auch, bei welchen thermodynamischen Randbedingungen die Entwicklungsphase eines natürlichen Brandes mit einer Normbrandbeanspruchung vergleichbar sein kann. Deshalb wurde ein Versuchsprogramm erarbeitet, um die Empfindlichkeit solcher Bauteile wie Stahlbetonstützen bei bestimmten natürlichen Brandfällen zu untersuchen. Dieses Versuchsprogramm wird im folgenden Abschnitt vorgestellt.

2. Versuchsaufbau

2.1 Versuchsplanung

Die geplanten Versuche wurden im Brandofen des Teilprojekts A1 des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführt. Die Grundfläche des Versuchsstandes betrug 3.60 m x 3.60 m, die Höhe, wegen der Länge der Stahlbetonstützen, 4.60 m bzw 5.60 m. Es wurden insgesamt fünf Stahlbetonstützen im Eulerfall-II geprüft. In Tabelle 2.1 sind die statischen Randbedingungen der geprüften Probekörper zusammengestellt. Die Schlankheit der Stützen lag an der Grenze einer mäßigen Schlankheit und die Ausmitten der Längskräfte wurden so gewählt, daß die Probekörper die Randstützen eines Zwangssystems bilden ($e/d=0.5$). Um die Empfindlichkeit des Brandverhaltens der Probekörper noch deutlicher zu machen, wurde der Bewehrungsgehalt der Stützen auch an der Grenze der Mindestbewehrung gehalten (1.0 %).

Um einen Brandverlauf zu simulieren, wurde sowohl mit Ölbrennern als auch mit Holzkrippen gearbeitet. Während die thermische Beanspruchung von drei Stahlbetonstützen mit Ölbrennern vorgenommen worden ist (SNB 84/1, 4 und 5) wurde die Erwärmung von zwei Stahlbetonstützen mit Holzkrippen durchgeführt (SNB 84/2 und 3). Die Holzkrippen wurden nach DIN 18 230 hergestellt und im Versuch auf dem Boden des Ofens in Hauptachsenrichtung der Stahlbetonstützen in vier Blöcken aufgestellt, dabei betrug die Stapeldichte 50% (s. Bild 3.3).

Für die Holzkrippenbrände wurde eine künstliche Luftzufuhr in vertikaler Richtung als Ventilationsbedingung vorgesehen. Die Koppelung der Brandlasten mit der Luftzufuhrmenge wurde so eingestellt, das bei dem ersten Versuch (SNB 84/2) erhebliche Stützenverformungen entstanden, jedoch erst in der Abkühlphase des natürlichen Brandes ein Versagen des Prüfkörpers eintrat. Bei dem zweiten Holzkrippenbrandversuch wurden die Brandlast- und Luftzufuhrmenge in der Art kombiniert, daß ein Versagen der Stütze in der Entwicklungsphase des Brandes eintrat und dieser Brand mit dem Normbrand verglichen werden kann.

Bezeichnung	b/d [cm]	l_k [cm]	λ	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Materialdaten (N/mm ²) β_w β_s		e_o [cm]	Axkraft [kN]	F-Dauer [min]
SNB 84/1	24/24	480	69.2	3814	52	516	12.0	321	226.
SNB 84/2	30/30	580	66.9	3814	52	516	15.0	288	-
SNB 84/3	30/30	580	66.9	3814	52	516	15.0	288	37.
SNB 84/4	30/30	580	66.9	3814	58	516	15.0	288	33.
SNB 84/5	30/30	580	66.9	3814	58	516	15.0	288	-

Tabelle 2.1: Statische und mechanische Daten der Versuchskörper im Versuchsprogramm

Bei der Simulation der natürlichen Brände mit Ölbrennern wurden zwei Gesichtspunkte besonders verfolgt. Es sollte mit einem Versuch das Tragverhalten einer Stahlbetonstütze unter einem langanhaltenden Schwelbrand studiert und mit einem zweiten Versuch das Auftreten eines Flashovers nach einer bestimmten Branddauer simuliert werden (vgl. Versuche SNB 84/1 und SNB 84/5).

Darüber hinaus wurde eine Stahlbetonstütze unter den Bedingungen einer Normbrandbeanspruchung geprüft (Versuch SNB84/4) um einen Vergleichsbasis zu gewinnen.

Da bei allen durchgeführten Versuchen die statischen Randbedingungen der Stützen gleich waren, wurde damit experimentell eine kritische Betrachtung des Begriffs Äquivalente Branddauer ermöglicht.

2.2 Versuchsergebnisse

Die im Versuch ermittelte Feuerwiderstandsdauer der untersuchten Probekörper sind in Tabelle 2.1 wiedergegeben. Eine nähere Beschreibung der Versuche kann wie folgt gemacht werden:

Bei dem Versuch SNB 84/1 handelte es sich um eine thermische Beanspruchung der Stahlbetonstütze durch einen Schwelbrand. Der Verlauf des Brandes wurde so vorgesehen, daß die Brandraumtemperaturen die 300 °C-Grenze nicht überstiegen und diese über längere Zeit auf das Bauteil einwirkten (mind. 4 Std.). Die Stützenlast war etwa 10% höher als die Gebrauchslast nach DIN 1045.

Im Versuch wurde eine Feuerwiderstandsdauer von 226 Minuten gemessen, wobei die Verformungen bis zum Bruch der Stütze ständig anstiegen.

Dieses Ergebnis ist in sofern sehr wichtig, weil, obwohl die Brandraumtemperaturen für einen Festigkeitsverlust für den Baustoff Beton nicht bedeutend waren, ein Versagen nach einer längeren Branddauer aufgetreten ist. Für das Versagen der Stütze können Langzeit-Effekte bei einem quasi stationären Temperaturzustand und eine ständige Umlagerung der inneren Kräfte zum Kernbereich als besonderer Grund erwähnt werden. Im übrigen wurde die Äquivalente-Branddauer dieses natürlichen Brandes zum Versagenszeitpunkt nach dem bekannten Temperaturkriterium mit 28.5 min ermittelt (s. Bild 3.1).

Im Versuch SNB 84/2 wurde ein Brandverlauf simuliert, der in der voll entwickelten Brandphase eine stöchiometrische Verbrennung zeigte. Wie aus der Tabelle 2.1 zu entnehmen ist, hat die Stütze bei diesem Versuch kein Versagen gezeigt, obwohl die Äquivalente Branddauer dieses natürlichen Brandes mit 40 min ungefähr 10 min höher als beim Vorversuch lag.

Der Versuch SNB 84/3 wurde für einen intensiv entwickelten Schadensbrandfall geplant (s. Bild 3.9). Der Versuchskörper hat dabei eine Feuerwiderstandsdauer von 37 min gezeigt. Die Äquivalente Branddauer dieses natürlichen Brandes lag bei 47 min.

Der Versuch SNB 84/4 wurde unter den Bedingungen einer Normbrandbeanspruchung durchgeführt. Wie aus der Tabelle 2.1 entnommen werden kann, ist der Versagenszeitpunkt der geprüften Stahlbetonstütze mit dem des Versuch SNB 84/3 vergleichbar, weil in diesem Versuch die Feuerwiderstandsdauer der geprüften Stütze mit 33 min festgestellt worden ist.

Im Versuch SNB 84/5 wurde ein Flashover Vorgang nach einer bestimmten Branddauer simuliert (s. Bild 3.15). Der Versuch hat eine Äquivalente Branddauer von 46 min gezeigt. Während des Versuches wurde kein Versagen der Stütze beobachtet.

Für die Versuche ohne Versagensfall der Stalbetonstützen wurden außerdem nach einer 24stündigen Abkühlphase die Resttraglasten unter den gleichen statischen Randbedingungen ermittelt. Eine rechnerische Analyse der durchgeführten Versuche wird im folgenden Abschnitt vorgestellt.

3. Theoriebildung

3.1 Grundlagen der verwendeten Materialgesetze

Die Grundlagen der verwendeten Materialgesetze im Rechenprogramm werden im Beitrag A 1 - 6 ausführlich erläutert. In diesem Beitrag wird deshalb das benutzte Materialmodell nur kurz gestreift.

Das Rechenprogramm HP010 berücksichtigt eine materialabhängige Nichtlinearität des heterogenen Baustoffes Stahlbeton. Bei einer Querschnittsanalyse wird diese Nichtlinearität sukzessiv berechnet. Die Bestimmung der Spannungsverteilung in einem bestimmten diskretisierten Querschnitt erfolgt unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte der einzelnen Elemente bis zum aktuellen Zeitpunkt. Sowohl die thermischen als auch die rheologischen Eigenschaften des Materials werden irreversibel berücksichtigt. So wird beispielsweise die thermische Dehnung des Betons während des Abkühlvorganges irreversibel angesetzt.

Im Falle einer Entlastung der Spannungen ist sowohl für Beton als auch für Stahl nur eine elastische Rückfederung vorgesehen. Dadurch wird bei einer völligen Abkühlung des Bauteils die bleibenden Verformungen wirklichkeitsnah erfasst. Das Rechenverfahren erfordert einen sehr hohen Aufwand an Rechentechnik und -zeit. Dies ist jedoch zur Erfassung des Verformungsverhaltens der Baustoffe Beton und Stahl in einem natürlichen Brandfall unerlässlich.

3.2 Rechnerische Analyse der Versuche

Versuch SNB 84/1

Im Bild 3.1 ist der im Versuch simulierte Temperaturverlauf dargestellt. Damit wurde versucht, einen typischen Schwelbrandverlauf experimentell zu verwirklichen. In diesem Versuch erreichten die maximalen Heißgastemperaturen, wie schon vorhin erwähnt, kaum die 350 °C-Grenze. Der Versuch wurde bis zum Versagenszeitpunkt der Stahlbetonstütze durchgeführt.

In Bild 3.2 ist die rechnerische Verformungsanalyse des Versuchs zusammengefaßt.

Die im Versuch gemessenen und die rechnerisch ermittelten Verformungen wurden über die Branddauer eingetragen. Durch eine zusätzliche Rechnung wurden auch die möglichen Verformungen der Stütze für einen Normbrandfall ermittelt und dem Bild zugefügt.

Diese Berechnung wurde durchgeführt, um die Äquivalente Branddauer dieses Brandverlaufs über eine statische Randbedingung zu ermitteln. Durch Verwendung eines statischen Kriteriums (beispielsweise Verformungen) kann die Äquivalente Branddauer mit 28 min ermittelt werden. In diesem Fall ist die Äquivalente Branddauer der Versagenszeitpunkt der Stütze im Normbrandfall.

Aus dem Bild wird deutlich, daß zwischen den gemessenen und den gerechneten Verformungen eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung während der Branddauer existiert. Auch der Versagenszeitpunkt der Stahlbetonstütze wurde zufriedenstellend bestimmt.

Die Stütze zeigt im natürlichen Brandfall erheblich höhere Verformungen als im Normbrandfall erreicht werden können. Dieser Effekt zeigt deutlich die Zunahme der plastischen Verformungsfähigkeit des Betons bei langeinwirkenden aber verhältnismäßig niedrigen Brandraumtemperaturen.

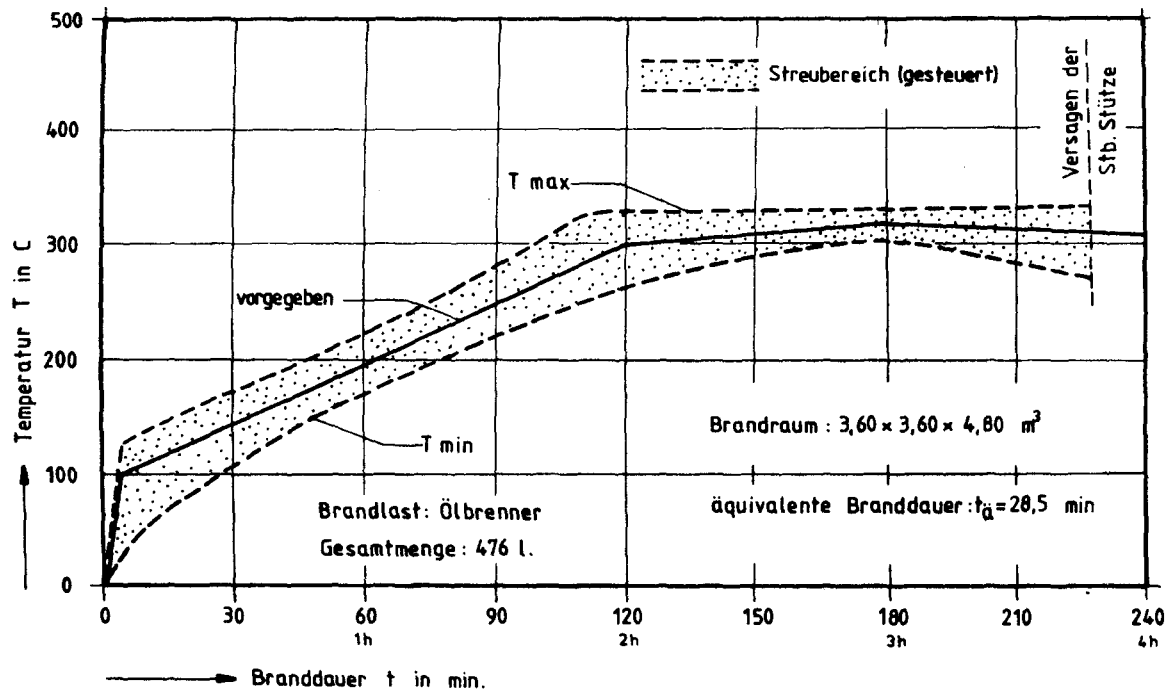


Bild 3.1: Heißgastemperaturen über der Branddauer im Versuch SNB 84/1

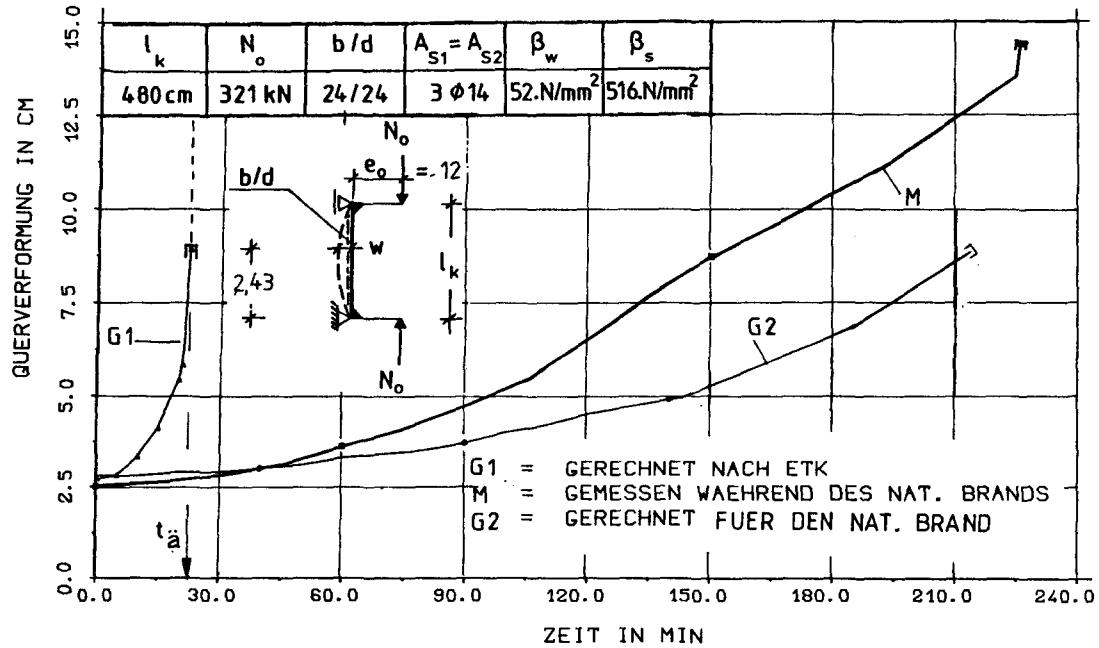


Bild 3.2: Gemessene und gerechnete Verformungen der Stütze SNB 84/1

Versuch SNB 84/2

Im Versuch SNB 84/2 wurde der Brandverlauf durch Abbrennen von Holzkrippen ausgeführt. In dem Bild 3.3 ist die stapelweise Anordnung von Holzkrippen auf dem Ofenboden dargestellt. Eine künstliche Luftzufuhr wurde an vier Ecken der Brandkammer in vertikaler Richtung vorgenommen. Sie betrug $1000 \text{ m}^3/\text{h}$ für eine Gesamtbrandlast von 400 kg Holzkrippen. In dem Bild sind die gemessenen Heißgastemperaturen mit Streubereich über der Branddauer dargestellt. Daraus wird ersichtlich, daß die Temperaturunterschiede im Brandraum, während der vollentwickelten Brandphase bis zu $200 \text{ }^\circ\text{C}$ betragen. Die höchsten Temperaturen wurden am Stützenkopf und die niedrigsten Temperaturen ungefähr 1,20 m über dem Kammerboden gemessen.

In Bild 3.3 sind außerdem die gerechneten Heißgastemperaturen eingetragen. Hierfür wurde eine Wärmebilanzrechnung durchgeführt; die Eingangsgrößen dieser Wärmebilanzrechnung sind auf dem Bild 3.4 dargestellt. Um die Abbrandraten vorweg bestimmen zu können, wurde die Restbrandlastkurve aus einem ähnlichen vom Teilprojekt C3 des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführten Versuch übernommen/10/. Die durch Ableitung der Restbrandlastkurve gewonnenen Abbrandraten sind ebenfalls im Bild 3.4 dargestellt. Außerdem wurden die durch die Wärmebilanzrechnung ermittelten \bar{Q} -Werte zugefügt. Aus dem Verlauf der \bar{Q} -Werte kann der Bereich des Brandverlaufs mit Sauerstoffmangel festgestellt werden. Das ist auch der Grund für einen begrenzten Temperaturanstieg in der Berechnung für die vollentwickelte Brandphase (vgl. Bild 3.3). Der Bereich, in dem die \bar{Q} -Werte während dieses Vorganges größere Werte als 1 erreichten, ist auf dem Bild schraffiert dargestellt.

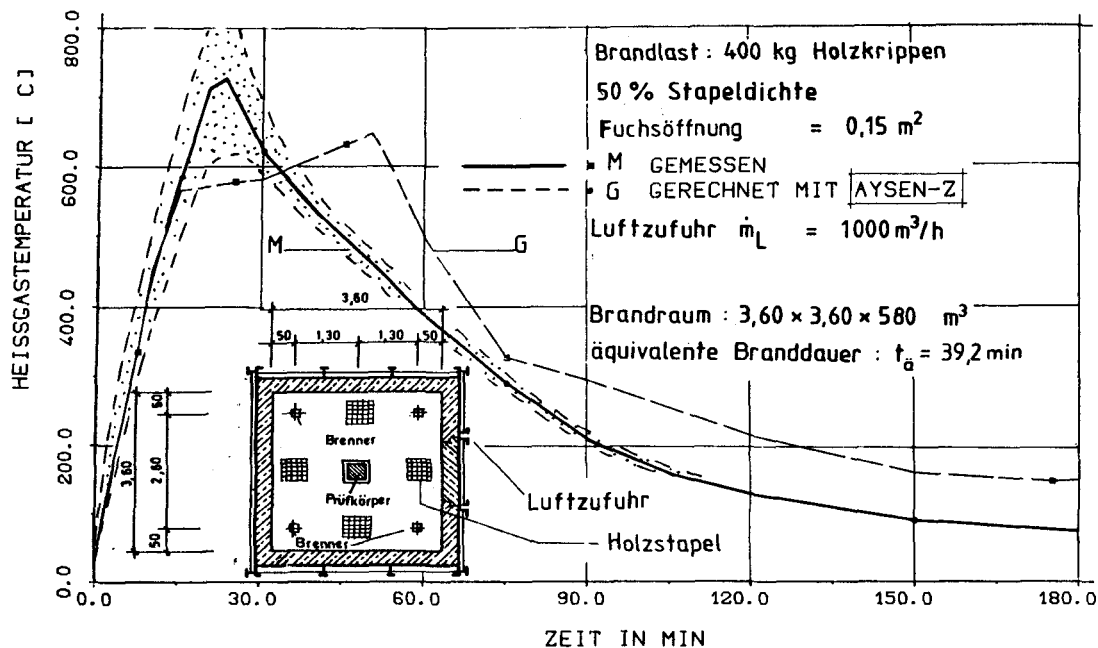


Bild 3.3: Gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen des Versuchs SNB 84/2

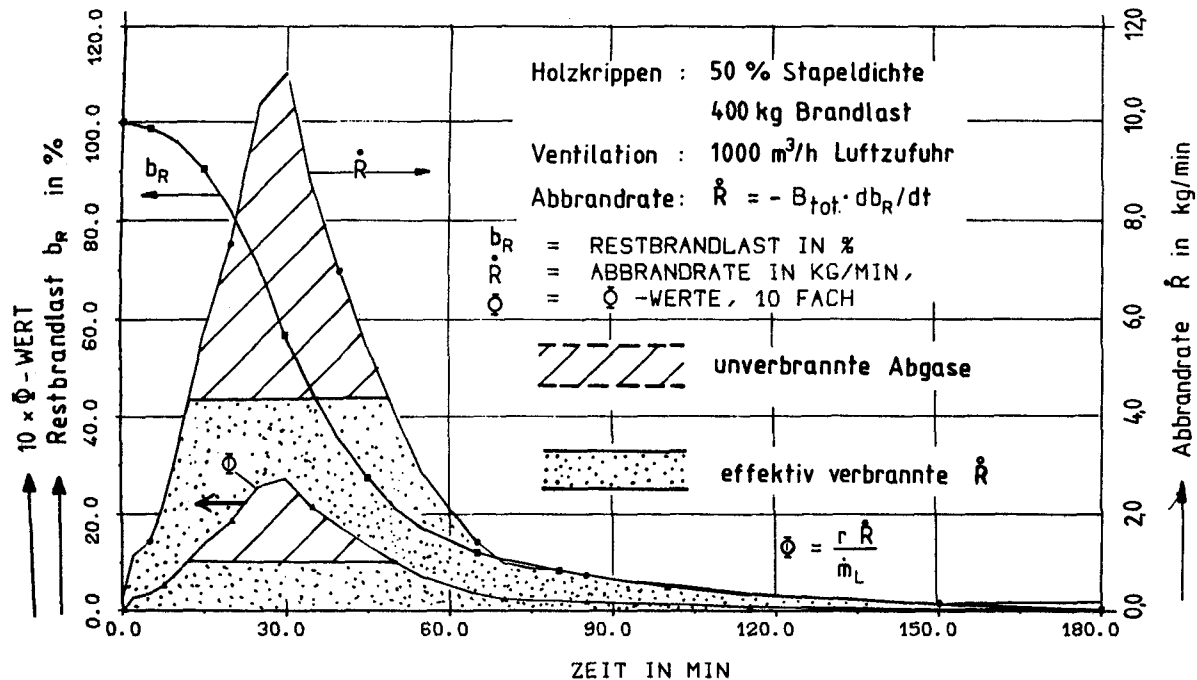


Bild 3.4: Gerechnete Abbrandraten und Φ -Werte
des Versuchs SNB 84/2

In Bild 3.5 ist die Verformungsentwicklung der Stütze zusammen mit den Ergebnissen der rechnerischen Analyse eingetragen. Auch in diesem Versuch zeigen die gemessenen und gerechneten Verformungen eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung. Die Feuerwiderstandsdauer der Stütze wurde jedoch in der Berechnung unterschätzt. Während beim Versuch kein Versagen der Stütze festgestellt wurde, hat sich in der Berechnung nach einer zweistündigen Brandbeanspruchung ein Versagen des Bauteils ergeben. Diese Feststellung kann insbesondere auf die ungleichmäßige Erwärmung über die Stützenhöhe zurückgeführt werden, während in der Berechnung eine gleichmäßige Beflammung vorausgesetzt worden war.

Interessant ist jedoch, daß sich in der Berechnung ein Versagen der Stütze in einer weit fortgeschrittenen Abkühlphase des Brandes angekündigt hat - ein Effekt, der durch die Benutzung von irreversiblen Materialgesetzen erfaßt werden kann.

Die äquivalente Branddauer des Versuchs kann mit 30 Minuten angegeben werden, wenn dafür das Verformungskriterium angewendet wird. Die Bestimmung der äquivalenten Branddauer ist in dem Bild 3.5 ebenfalls dargestellt.

Das Bild 3.6 zeigt die experimentelle Bestimmung der Resttragfähigkeit der untersuchten Stütze einen Tag nach dem Brandversuch. Zu diesem Zeitpunkt betrugen die maximalen Querschnittstemperaturen nicht mehr als 50 °C. Die Entlastung der Stütze erfolgte sechs Stunden nach Versuchsbeginn, um danach eine neue Laststeigerung zur Bestimmung der Resttragfähigkeit vorzunehmen. Vor Beginn der Laststeigerung betrug die Restverformung der Stahlbetonstütze 6.7 cm.

Während der Laststeigerung wurde der Bruchzustand mit steigenden Verformungen angekündigt und eine Resttragfähigkeit von 340 kN festgestellt. Dieses Ergebnis ist wichtig und interessant, weil die Resttraglast in etwa mit der Gebrauchslast der Stütze vor Versuchsbeginn identisch ist /6/.

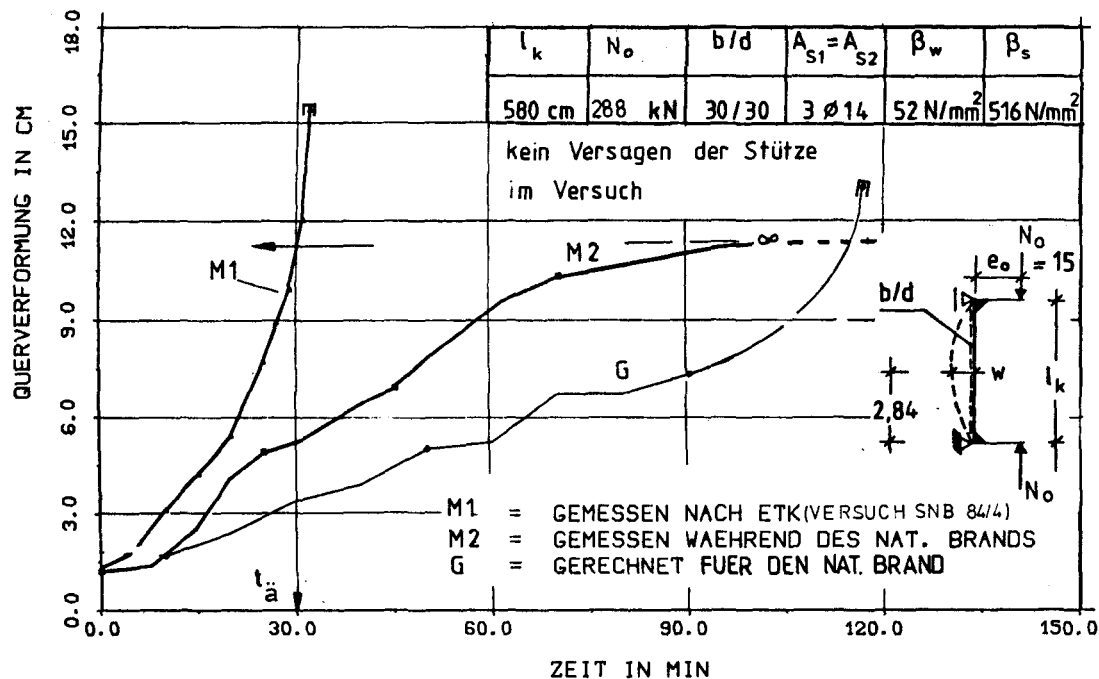


Bild 3.5: Gemessene und gerechnete Querverformungen der Stütze SNB 84/2

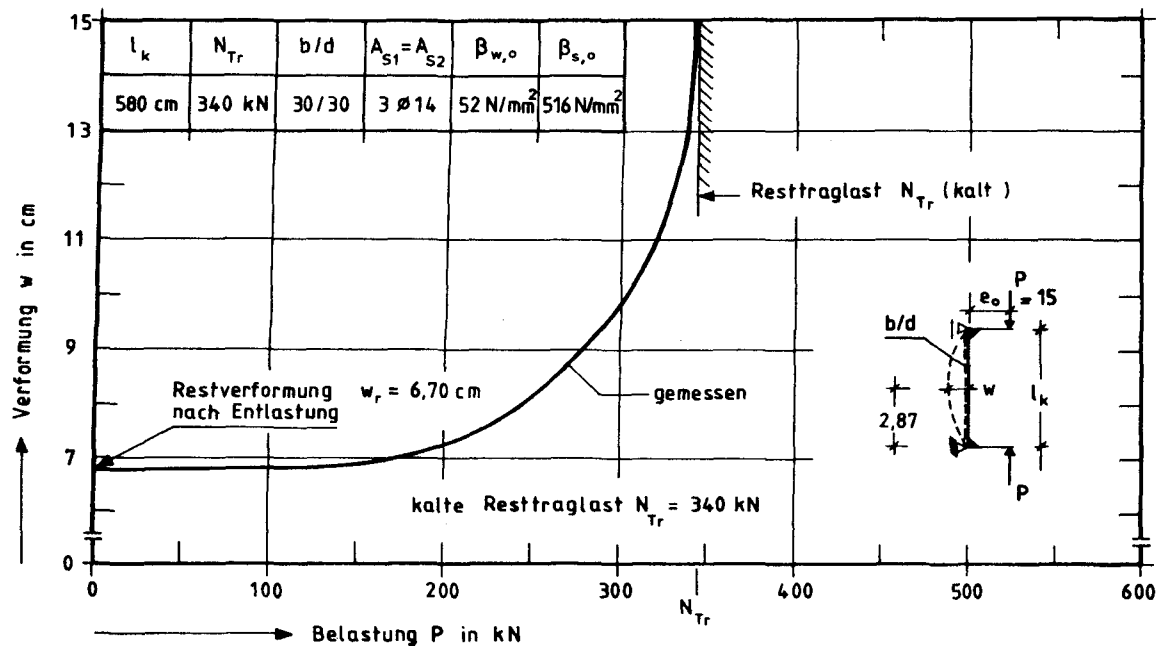


Bild 3.6: Kalte Resttraglast der Stahlbetonstütze SNB 84/2
22 Stunden nach Versuchsbeginn

Versuch SNB 84/3

In diesem Versuch wurde ein intensiv einwirkender Brandverlauf simuliert. Der Brandverlauf sollte ein Schadensfeuer darstellen. Die Brandlasten wurden deshalb auf 600 kg erhöht und, wie im Vorversuch SNB 84/2, stapelweise um die Stütze in Richtung der Hauptachsen auf dem Kammerboden aufgestellt (s. Bild 3.7). Um eine stöchiometrische Verbrennung herbeizuführen, wurde auch die künstliche Luftzufuhr entsprechend erhöht. Nach einer vorweg durchgeführten Wärmebilanzrechnung wurde die erforderliche Luftzufuhrmenge mit $3500 \text{ m}^3/\text{h}$ festgestellt.

In Bild 3.7 sind die gemessenen und gerechneten Temperaturverläufe über der Branddauer dargestellt. Für die Wärmebilanzrechnung wurden die Abbrandraten nach der Restbrandlastkurve des Versuchs SNB 84/2 angenommen. Man erkennt, daß zwischen den gemessenen und gerechneten Temperaturverläufen eine relativ gute Übereinstimmung besteht. Insbesondere wurden die während der vollentwickelten Brandphase erreichten maximalen Heißgas-Temperaturen durch die Berechnung sehr gut wiedergegeben.

Da auf dem Kammerboden zur Messung der Abbrandraten keine Vorrichtung existierte, wurden die möglichen Gesamtabbrandraten der Brandlasten durch eine Wärmebilanzrechnung über die gemessenen Temperaturen iterativ ermittelt. Die Ergebnisse der Berechnungen wurden in Bild 3.8 dargestellt. Ebenso die gerechneten $\bar{\theta}$ -Werte. Es wird deutlich, daß der Bereich (schräg schraffiert) für die Dauer eines ventilationsgesteuerten Brandes sehr kurz ist. Daraus kann gefolgert werden, daß die vorweg abgeschätzte erforderliche Luftzufuhrmenge zutreffend bestimmt worden ist.

In Bild 3.9 sind nun die gemessenen Temperaturen und die Ergebnisse der Wärmebilanzrechnung mit den neuen Abbrandraten dargestellt. Obwohl die Übereinstimmung dadurch bedeutend besser geworden ist, werden die Ergebnisse der Wärmebilanzrechnung auf dem Bild 3.7 zur Abschätzung des Brandverlaufs vor dem Versuch als besonders vertrauenswürdig angenommen. Diese Aussage betrifft insbesondere die hohe Effektivität des Rechenprogramms.

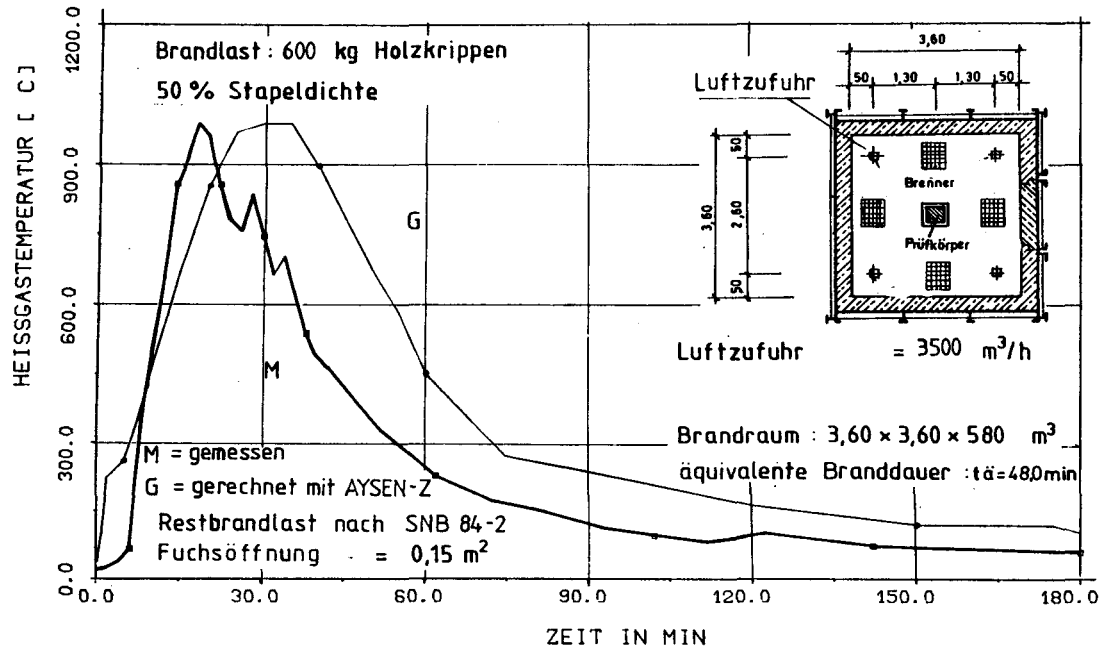


Bild 3.7: Gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen des Versuchs SNB 84/3

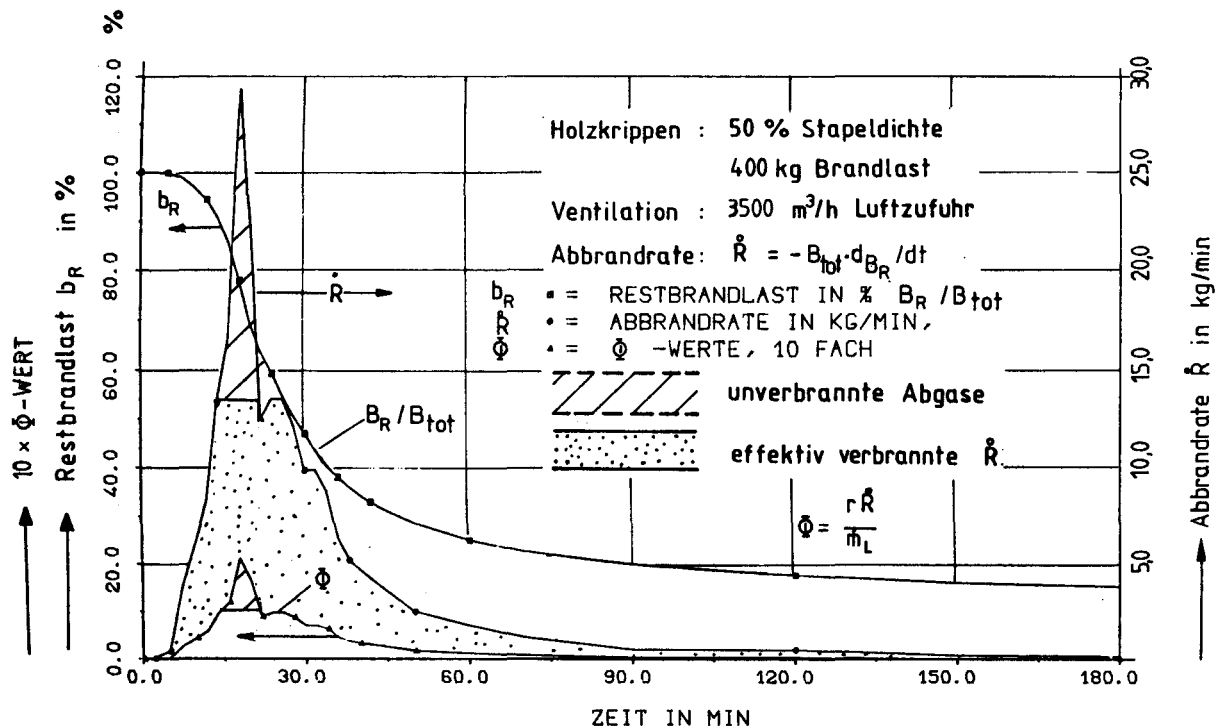


Bild 3.8: Gerechnete Abbrandraten und -werte des Versuchs SNB 84/3

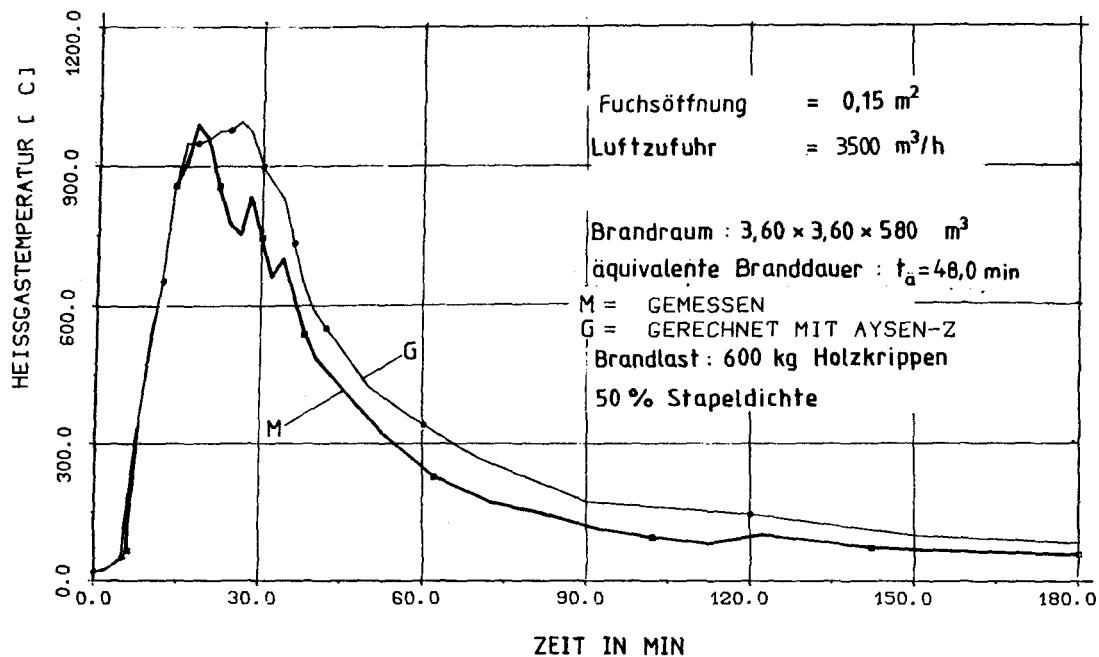


Bild 3.9: Gemessene und gerechnete Heißgastemperaturen des Versuchs SNB 84/3 mit verbesserten Abbrandraten

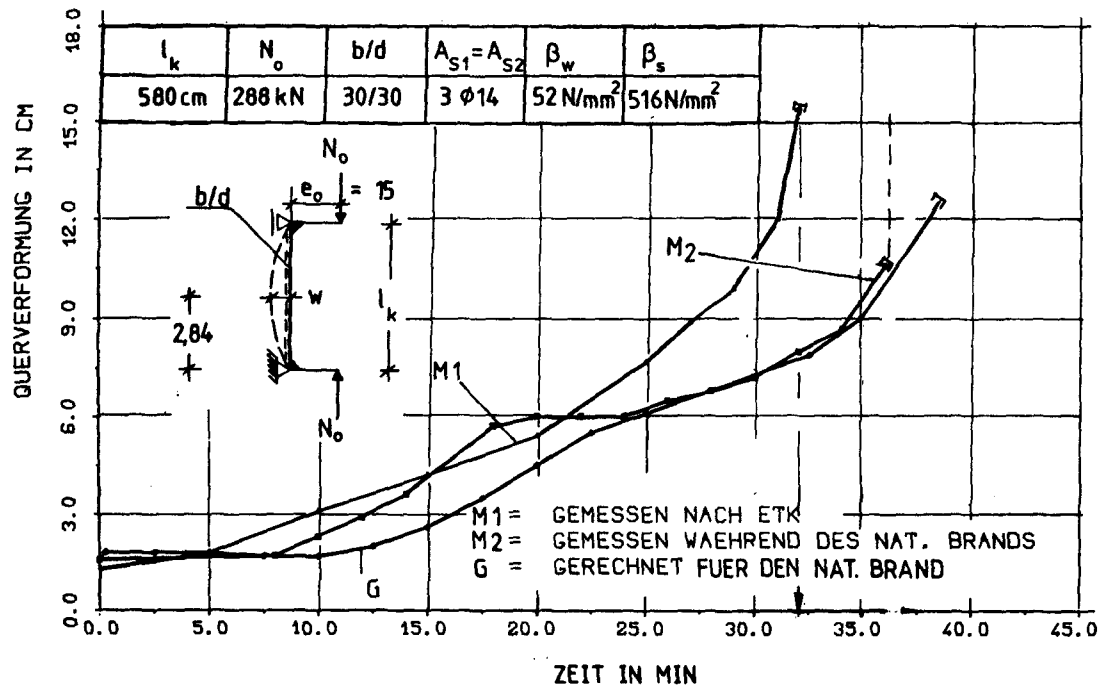


Bild 3.10: Gemessene und gerechnete Querverformungen der Stütze SNB 84/3

In Bild 3.10 sind die Ergebnisse einer rechnerischen Analyse zur Bestimmung des Verformungsverhaltens der Stütze dargestellt. Es kann festgestellt werden, daß das Verformungsverhalten der Stütze bis zum Bruchzeitpunkt in der Berechnung sehr gut wiedergegeben ist. Sowohl die Verformungen als auch der Bruchzeitpunkt wurden rechnerisch zufriedenstellend vorausgesagt.

In dem Bild sind zusätzlich die Verformungen einer anderen Stütze (SNB 84/4) unter den gleichen statischen Randbedingungen, jedoch im Normbrandfall dargestellt. Man erkennt, daß zwischen den Bruchzeitpunkten der beiden Stützen ein Unterschied von nur wenigen Minuten besteht. Auch die erreichten maximalen Verformungen sind kurz vor dem Versagen identisch.

Daraus kann gefolgert werden, daß der natürliche Brandverlauf hinsichtlich der thermischen Einwirkungen mit dem Normbrand verglichen werden kann. Unter Anwendung des Verformungskriteriums kann die äquivalente Branddauer des natürlichen Brandes mit 32 Minuten bestimmt werden. Dadurch ergibt sich ein deutlicher Unterschied zur äquivalenten Branddauer, die durch Benutzung des Temperaturkriteriums ermittelt wurde (s. Bild 3.9).

Die Anwendung des statischen Kriteriums ist in Bild 3.10 ebenfalls dargestellt.

Versuch SNB 84/4

In diesem Versuch wurde die Brandraumtemperaturkurve, wie schon vorhin erwähnt, nach DIN 4102 gesteuert, um für die durchgeführten natürlichen Brände einen Bezugsversuch zu erstellen. In Bild 3.11 ist das Verformungsverhalten der geprüften Stütze im Versuch den Ergebnissen der Berechnung gegenübergestellt. Man erkennt, daß auch in diesem Fall zwischen der Rechnung und den Meßergebnissen sowohl bei der Entwicklung der Verformungen als auch in der Feuerwiderstandsdauer eine gute Übereinstimmung existiert. Die im Versuch gemessene Feuerwiderstandsdauer von 32 Minuten ist mit dem Ergebnis des Versuchs (SNB 84/3) vergleichbar.

Um diesen Vergleich noch anschaulicher zu machen, sind in Bild 3.12 die gemessenen Verformungen der gleichen Stützen sowohl im natürlichen Brand (SNB 84/3) als auch im Normbrandfall (SNB 84/4) zusammen dargestellt. Man erkennt, daß sich Differenzen in der Verformungsentwicklung nur in dem letzten Drittel der Feuerwiderstandsdauer ergeben. Eine quasi identische Verformungsentwicklung in der Erwärmungsphase der beiden Brandfälle deutet darauf hin, daß die Brandeinwirkungen des natürlichen Brandes denen des Normbrandes nahekommen.

Versuch SNB 84/5

Die gesteuerte Heißgastemperaturkurve dieses Versuches ist in dem Bild 3.13 dargestellt. Im Versuch wurde beabsichtigt, nach einstündiger Schweißbrandbeanspruchung einen Übergang zu einem "Flash-over"-Zustand herbeizuführen. Die Brandentwicklung im Ofen wurde mit Ölbrennern simuliert. Temperaturdifferenzen zwischen den umhüllenden Heißgastemperaturen traten erst während der Abkühlphase des Brandes auf; sie betrugen maximal 100 °C. Die äquivalente Branddauer wurde mit 46 Minuten nach dem Temperaturkriterium ermittelt.

In Bild 3.14 ist das Verformungsverhalten der Stütze im Versuch und in der Berechnung zusammen dargestellt. Zwischen den gerechneten und den gemessenen Verformungen existiert eine relativ gute Übereinstimmung. Im Versuch wurde kein Versagen der Stütze beobachtet. Dieses Ergebnis konnte jedoch rechnerisch nicht nachvollzogen werden. Hierbei wurde ein Bruchzustand für die Stütze während der fortgeschrittenen Abkühlphase des Brandes ermittelt - ein Effekt, der nur durch Benutzung des entsprechenden Hochtemperatur-Materialverhaltens erfaßt werden kann.

Dem Bild wurden außerdem die Ergebnisse des Normbrandversuches SNB 84/4 zugefügt. Somit kann durch Anwendung eines Verformungskriteriums die äquivalente Branddauer nur mit 30 Minuten

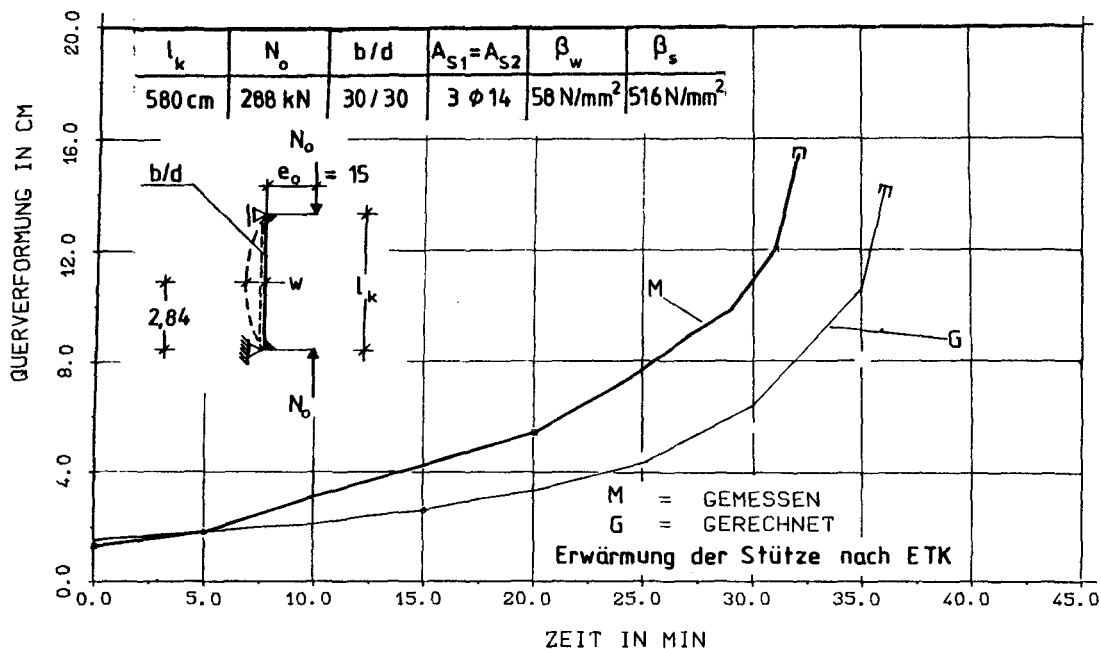


Bild 3.11: Gemessene und gerechnete Querverformungen der Stütze SNB 84/4

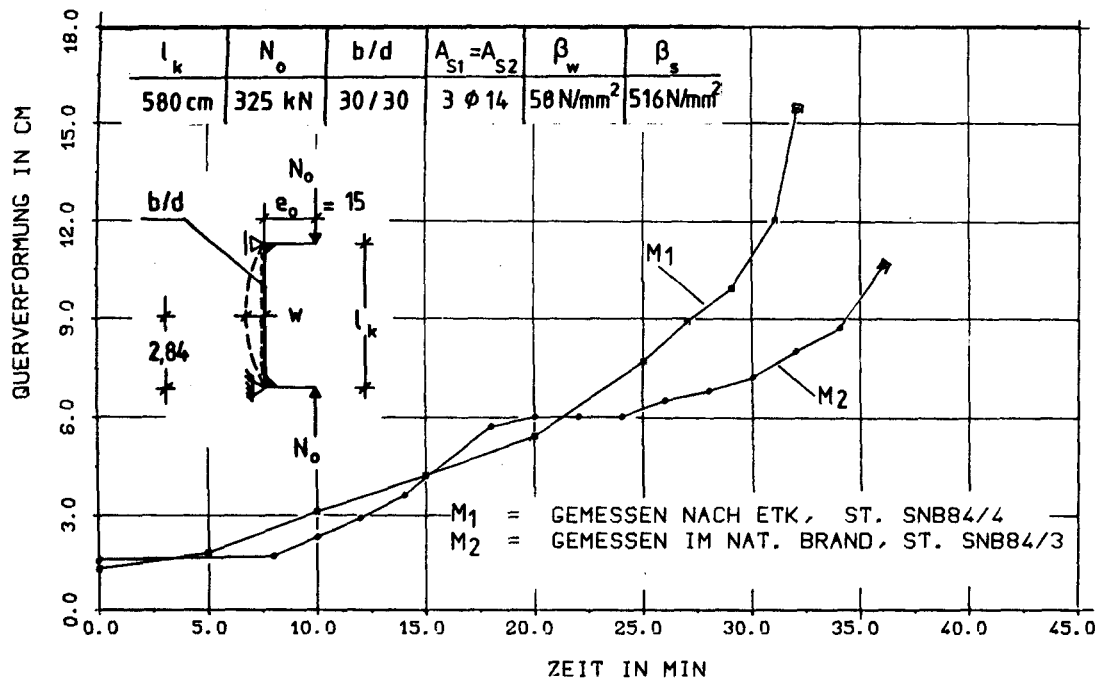


Bild 3.12: Gemessene und gerechnete Querformungen der Stützen SNB 84/3 und SNB 84/4

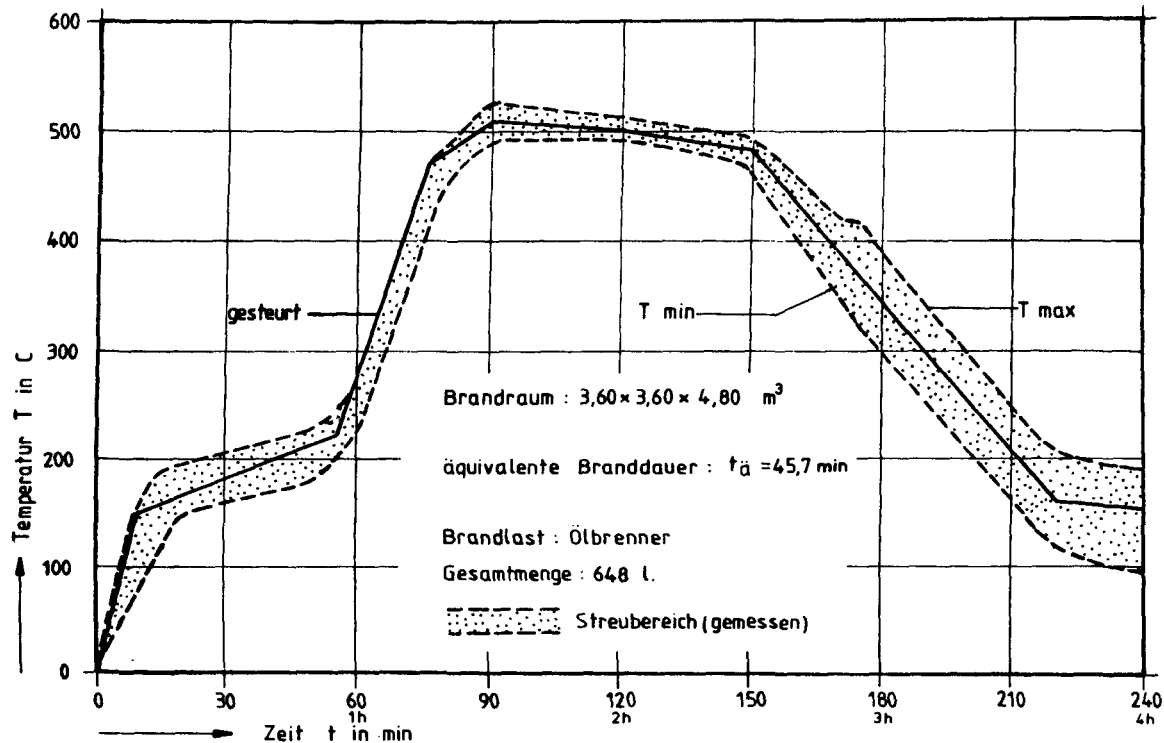


Bild 3.13: Gemessene Heißgastemperaturen des Versuchs SNB 84/5

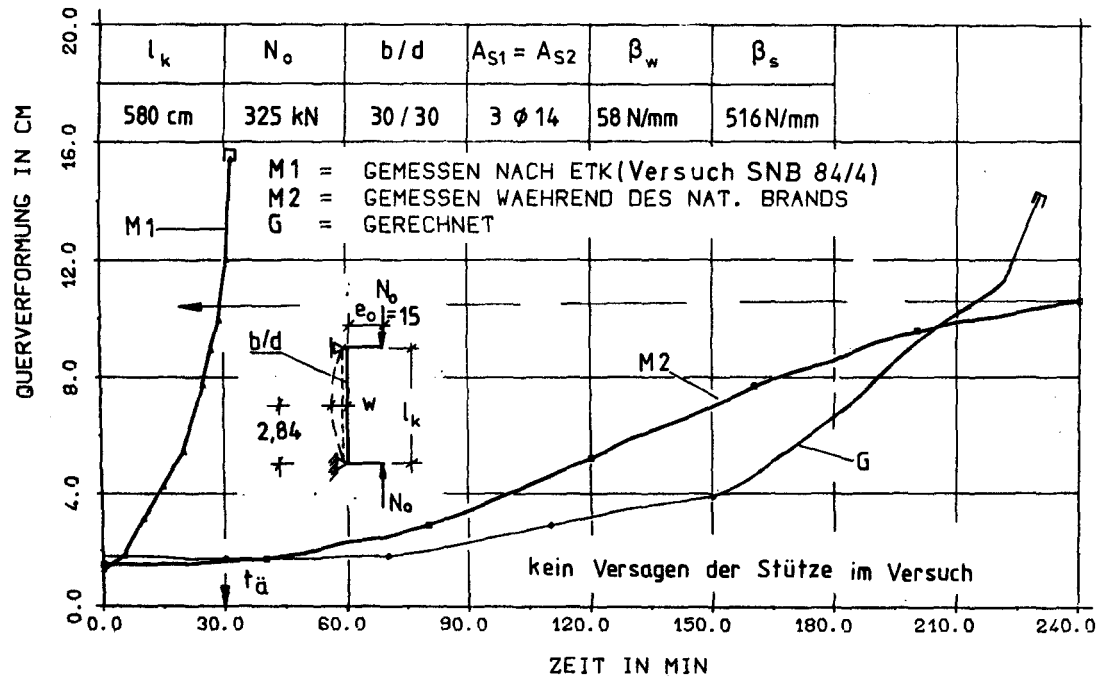


Bild 3.14: Verformungsverhalten der Stütze SNB 84/5 im Versuch

mungskriteriums die äquivalente Branddauer nur mit 30 Minuten bestimmt werden. Dadurch ergibt sich eine Zeitdifferenz von 16 Minuten zu dem Fall, in dem das Temperaturkriterium angewendet wird. Die Bestimmung der äquivalenten Branddauer mit Hilfe eines Verformungskriteriums ist in dem Bild 3.14 ebenfalls dargestellt.

Aus dem Bild 3.15 ist die Resttragfähigkeit der Stütze 24 Stunden nach Versuchsende, sowie die Verformungsentwicklung der Stütze, während der Bestimmung der Resttragfähigkeit bei steigender, äußerer Längskraft ersichtlich. Zu diesem Zeitpunkt betrugen die maximalen Querschnittstemperaturen nicht mehr als 50 °C.

Die Traglast wurde mit 325 kN ermittelt. Auch diese Feststellung zeigt deutlich, daß die Traglasten der Stützen nach einer natürlichen Brandbeanspruchung bis auf die Gebrauchslasten bei Raumtemperaturen abnehmen, wenn die äquivalente Branddauer etwa die 50 °C-Grenze nach dem Temperaturkriterium nicht überschreitet/6/.

3.8 Zusammenfassung

In der gegenwärtigen Förderungsperiode wurden typische, natürliche Brandversuche an Stahlbetonstützen durchgeführt, um Trag- und Verformungsverhalten der Druckglieder bei einem deutlich unterschiedlichen Temperaturverlauf gegenüber der Normbrandbeanspruchung zu untersuchen.

Die durchgeführten Brandversuche haben gezeigt, daß die Einwirkungsart der thermischen Beanspruchungen das Bauteilverhalten entscheidend beeinflussen. Es wurde festgestellt, daß die Heißgastemperaturen am Brandort nicht besonders hoch sein müssen, um ein Bauteilversagen herbeizuführen. Druckglieder aus Stahlbeton können unter erheblich niedrigeren Temperaturen versagen, obwohl eine deutliche Entfestigung im Beton bei diesen Temperaturen nicht zu erwarten ist.

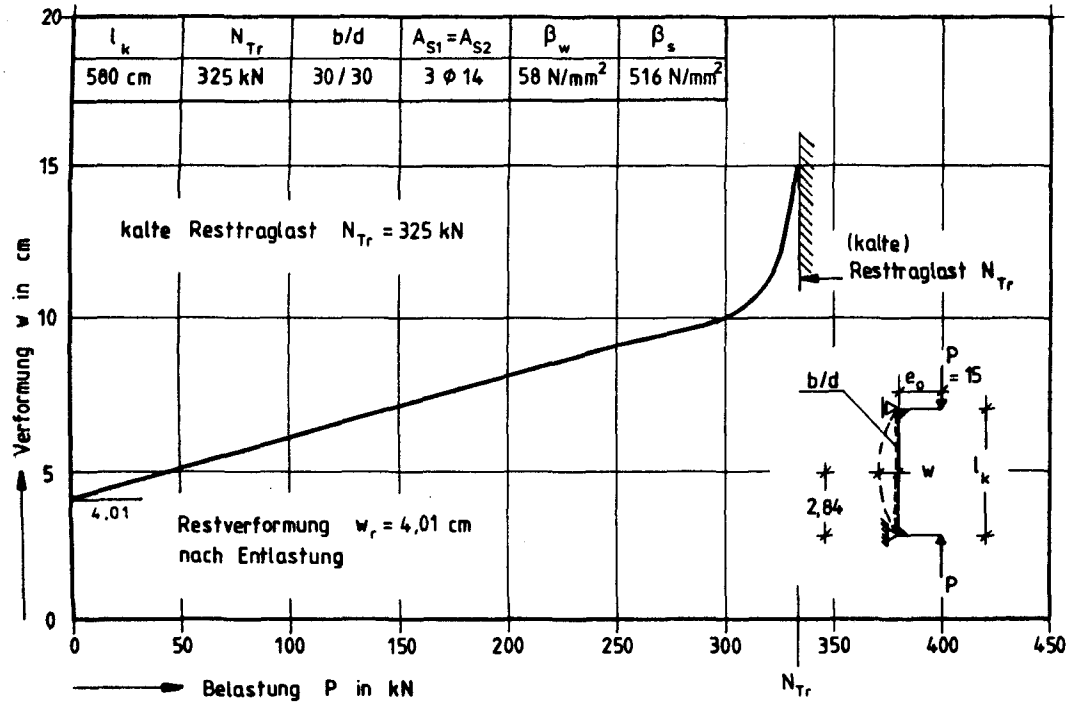


Bild 3.15: Bestimmung der Resttragfähigkeit der Stütze SNB 84/5

In diesem Zusammenhang ist es wichtig, nicht nur die erreichte Temperaturhöhe, sondern auch die Standzeit der Temperatur im Bauteil zu berücksichtigen. Bei einer optimalen Kombination der statischen Randbedingungen mit der Temperatureinwirkung können die über lange Zeit auftretenden Krieeffekte schon bei Heißgastemperaturen von 300 °C die Verformungsentwicklung der Stütze beschleunigen (vgl. SNB 84/1).

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß ein Versagen der Stahlbetonstützen in natürlichen Brandfällen nur dann zu erwarten ist, wenn die äquivalente Branddauer (nach Temperaturkriterium) die 40/45-Minuten-Grenze überschreitet.^{*)} In vielen Fällen ist die Bestimmung der äquivalenten Branddauer nach dem Temperaturkriterium nicht geeignet, insbesondere in solchen Fällen, in denen die äquivalente Branddauer des natürlichen Brandes größer ist als die Feuerwiderstandsdauer der Stütze. In solchen Fällen ist die Bestimmung der äquivalenten Branddauer nach einem statischen Kriterium eindeutig und sinnvoll.

Die durchgeführten Brandversuche haben außerdem bestätigt, daß die Resttraglasten der Stützen nach einer natürlichen Brandbeanspruchung bis auf die Grenze von Gebrauchslasten absinken, wenn die äquivalente Branddauer nach dem Temperaturkriterium die 30-Minuten-Grenze nicht überschreitet. Diese Aussage ist jedoch nur für die hier untersuchten oder vergleichbare statische Randbedingungen der Bauteile gültig.

*) Die Randbedingungen, die in etwa Tabelle 2.1 entsprechen, werden vorausgesetzt.

4 Brandverhalten von Holzstützen bei natürlichen Bränden

Holz ist ein wichtiger Bestandteil von Baukonstruktionen. Es hat sowohl im Zug- als auch im Druckbereich eine verhältnismäßig hohe Festigkeit. Es besitzt jedoch ein relativ geringes Eigengewicht und ist normalentflammbar, wenn keine Imprägnierung o.ä. vorliegt. In dem hier vorliegenden Beitrag wird auf die Frage eingegangen, inwieweit Rechteck-Holzstützen ohne Bekleidungen in Abhängigkeit von Gebrauchsspannung und Schlankheit bei natürlichen Bränden einem Feuer Widerstand leisten können.

Eine weitergehende Arbeit ist in den letzten Jahren im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig entstanden/11/. Der Verfasser hat experimentell Stützen aus Voll- und Brettschichtholz unter Normbrandbedingungen nach DIN 4102 untersucht. Hierbei wurden außerdem die rechnerischen Grundlagen zur Bestimmung des Feuerwiderstandes erarbeitet. Die Abbrandgeschwindigkeit der Proben wurde im Versuch an unbelasteten Probekörpern ermittelt. Nach Auswertung der Versuchsergebnisse wurde festgestellt, daß mit einer mittleren Abbrandgeschwindigkeit von $w_b = w_d = 0,07 \text{ cm/min}$ zu rechnen ist.

In diesem Beitrag ist beabsichtigt, die Abbrandraten der Vollholzquerschnitte für die von der nach ISO 834 abweichende Temperaturbeanspruchung zu ermitteln und unter Beibehaltung der gleichen Rechengrundlagen die Feuerwiderstandsdauer der Holzstützen für beliebige, natürliche Brandfälle zu berechnen.

4.1 Abbrandraten der Vollholz-Querschnitte bei natürlichen Brän-

Die Abbrandraten der Vollholz-Querschnitte wurden bei den Brandversuchen mit Holzkrippen ermittelt. Der verwendete Holzstummel im Versuch SNB 84/2 hatte die Abmessungen von 150 mm x 195 mm x 445 mm und wurde auf einem 80 cm hohen Mauer -

pfeiler senkrecht aufgestellt. Der Standort dieses Mauerpfeilers war diagonal 1,10 m von der Stütze entfernt. Der Holzstummel wurde nach 80 min Branddauer aus dem Brandofen herausgenommen; danach wurden die Restabmessungen gemessen. Nach Auswertung der Ergebnisse wurde eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit von 0.55 mm/min gemessen. Die äquivalente Branddauer dieses natürlichen Brandes wurde, wie bereits im Abschnitt 3.2 berichtet, mit 39 Minuten ermittelt.

Im Versuch SNB 84/3 wurde dagegen ein Vollholzquerschnitt von 180 mm x 180 mm verwendet. Es wurden zwei Vollholzstummel mit einer Länge von 430 mm angefertigt. der erste Stummel wurde nahe dem Probekörper und der zweite nahe dem Eckbereich des Ofens auf einem Mauerpfeiler aufgestellt. Die Holzstummel wurden nach 75 Minuten Branddauer herausgenommen und die Restabmessungen ermittelt. Dabei ergab sich nahe der Stahlbetonstütze eine Abbrandgeschwindigkeit von 0.8 mm/min und nahe dem Eckbereich des Ofens eine von 0.6 mm/min. Für diese unterschiedlichen Abbrandgeschwindigkeiten können die Strömungsverhältnisse und die Temperaturschiefen im Ofen verantwortlich gemacht werden. Die äquivalente Branddauer dieses Versuches wurde unter Verwendung des Temperaturkriteriums mit 48 Minuten ermittelt.

Um die Feuerwiderstandsdauer von Holzstützen bei natürlichen Brandfällen zu ermitteln, ist es notwendig, eine Beziehung zwischen der Brandeinwirkung und der Abbrandgeschwindigkeit der Vollholzquerschnitte zu realisieren. Dabei bietet sich die äquivalente Branddauer als ein geeigneter Parameter an, da in dieser Größe die brandbeeinflussenden Parameter global beinhaltet sind.

Die rechnerische Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Holzstützen erfolgte dabei durch Variation der Abbrandgeschwindigkeiten abhängig von der äquivalenten Branddauer der natürlichen Brände. Durch Auswertung der Rechenergebnisse wurde ein Traglastmonogramm vorbereitet, das im folgenden Abschnitt näher erläutert wird.

4.2 Traglastmonogramm für Holzstützen bei natürlichen Bränden

Das aufgestellte Traglastmonogramm ist im Bild 4.1 wiedergegeben. In der rechten Hälfte dieses Monogramms wird auf der horizontalen Achse die Bauteildicke für quadratische Querschnitte angegeben. Für die Strahlungsgeraden in dieser Bildhälfte wurde die Knicklänge als Parameter eingeführt. In der linken Hälfte des Bildes ist die Feuerwiderstandsdauer des Bauteils für eine allseitige Beflammung angegeben. Der gegenüberliegende Rand ist für die äquivalente Branddauer des natürlichen Brandes vorgesehen.

Um die Abbrandgeschwindigkeit des Holzquerschnittes bestimmen zu können, ist die äquivalente Branddauer des natürlichen Brandes mit dem Koordinatenursprung zu verbinden. Es ergibt sich beispielsweise bei einer äquivalenten Branddauer von 60 Minuten eine Abbrandgeschwindigkeit, wie sie im Normbrandfall ermittelt wird. Man erkennt auch, daß bei höheren äquivalenten Branddauern entsprechend hohe Abbrandgeschwindigkeiten erfolgen. Diese Abbrandgeschwindigkeiten sind bereichsweise im Bild 4.1 angegeben.

Um die Feuerwiderstandsdauer der Holzstütze zu ermitteln, genügt es, den Pfeilrichtungen auf dem Bilde zu folgen. Danach sind folgende Schritte durchzuführen:

1. Bauteildicke festlegen ($b/d=1$)
2. Diese Bauteildicke ist mit der entsprechenden Geraden der Knicklänge zum Schnitt zu bringen
3. Von diesem Schnittpunkt ist eine waagerechte Linie nach links zu ziehen; sie ist mit der der äquivalenten Branddauer zugehörigen Schräge zum Schnitt zu bringen.
Dieser Schnittpunkt gibt auf der horizontalen Achse am unteren Rand die Feuerwiderstandsdauer der Holzstütze bei einem natürlichen Brandfall wieder.

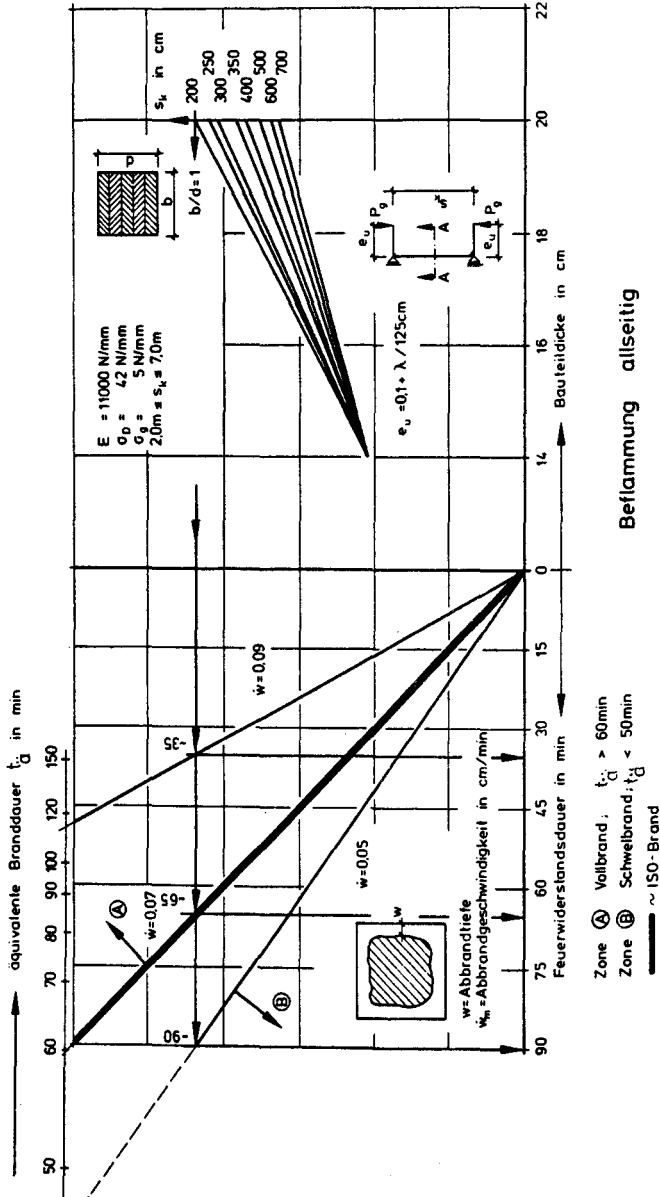


Bild 4.1: Traglastnomogramm für Holzstützen bei natürlichen Bränden

Das oben beschriebene Monogramm wurde für eine Lagerung nach Euler-Fall II und mittig belastete Holzstützen mit quadratischem Querschnitt entwickelt. Auf der sicheren Seite liegend, gilt dieses Monogramm auch für verleimte Holzstützen.

4.3 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde - aufbauend auf eigenen Versuchen sowie auf Erfahrungen verschiedener in- und ausländischer Arbeiten - die Feuerwiderstandsdauer unbekleideter Rechteckholzstützen bei natürlichen Bränden ermittelt.

Im einzelnen wurden die Parameter

- Stützhöhe und Schlankheit,
- äquivalente Branddauer des Normbrandes und
- Abbrandgeschwindigkeit des Baustoffes Holz

untersucht.

Abgestimmt auf alle verwendbaren Versuchsergebnisse, wurde ein programmgesteuertes Rechenverfahren entwickelt, mit dem es möglich ist, die Feuerwiderstandsdauer der Holzstützen in einem beliebigen natürlichen Brandfall auch ohne Versuche abzuschätzen.

In den Berechnungsgrundlagen wurden die temperaturabhängigen Materialeigenschaften zusätzlich berücksichtigt. Zur Kennzeichnung eines natürlichen Brandes wurde vom Begriff äquivalente Branddauer Gebrauch gemacht.

Da die äquivalente Branddauer alle brandbeeinflussenden Parameter beinhaltet, wurde sie zur Erstellung der Traglastdiagramme mit der Abbrandgeschwindigkeit des Baustoffes "Holz" in Verbindung gebracht.

Das damit aufgestellte Traglastmonogramm liefert, die Feuerwiderstandsdauer der Vollholzstützen und, auf der sicheren Seite liegend, auch die Feuerwiderstandsdauer der verleimte Holzstützen.

5 Literatur

- /1/ Paulsen O.R.: Heat transfer in fire test furnaces, Thesis, Lab. of heating and air conditioning, Techn. Uni. of Denmark, 1975.
- /2/ Magnusson, S.E., Pettersson, O. and Thor, J.: Brandteknisk dimensionierung av Stalkonstruktioner. SBI Publikation 38. Swedish Inst. of Steel Const., Sweden, 1974.
- /3/ Magnusson, S.E.: Probabilistic analysis of fire exposed steel structures. Bulletin 27, Lund Inst. of Techn., Sweden, 1974.
- /4/ Babrauskas, V. and Williamson, R.B.: Post-flashover compartment fires. Report Nr. UCB FRG 75-1. Uni. of Calif., Berkeley, 1975.
- /5/ Pettersson, O.: The connection between a real fire exposure and the heating conditions according to a standard fire resistance. Lund Inst. of Techn. Sweden, 1973.
- /6/ Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Habilitationsschrift Techn. Univ. Istanbul, 1982.
- /7/ Schneider, U., Haksever, A.: Bestimmung der äquivalenten Branddauer von einfach statisch gelagerten Stahlbetonbalken bei natürlichen Bränden, Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1977
- /8/ Knublauch, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung der äquivalenten Branddauer. Mittl. (unveröff.), Berlin, 1977.
- /9/ Haksever, A.: Poteaux en beton arme en cas d'incendie naturelle essais et theorie, Bulletin of the Techn. Uni. of

- /10/ Haksever, A. et al.: Der natürliche Brand, seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen. Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983, Teil II, Teilprojekt C3.
- /11/ Haksever, A.: Brandverhalten von brett-schichtverleimten Holzstützen mit Rechteckquerschnitt und Kreuzquerschnitt, CIB W 14 79/20 und 79/21 (D).

Gesamtverformung der Großbeton-Probekörper
im Brandfall

von

Dr.-Ing. Haksever

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. Auswirkungen thermomechanischer Beanspruchungen auf das Festigkeitsverhalten von Beton in Großprobekörpern	3
1.1 Einleitung und Zielsetzung	3
1.2 Mechanisch-technologische Untersuchungen unter erhöhten Temperaturen	5
2. Gesamtverformung der Macroprobekörper	9
3. Rheologische Beziehungen	11
4. Ausblick	13
5. Literatur	14

1. Auswirkungen thermomechanischer Beanspruchungen auf das Festigkeitsverhalten von Beton in Großprobekörpern

1.1 Einleitung und Zielsetzung

Zur Ermittlung des Temperatureinflusses auf die Materialeigenschaften des Betons werden Probekörper verwendet, deren Abmessungen sehr klein sind. Die Versuche werden derart gestaltet, daß sowohl Kurzzeit- als auch Langzeitversuchsdaten ermittelt werden. Es werden Versuche mit konstanten und mit veränderlichen Temperaturen durchgeführt, um allgemeinere Aussagen über das Werkstoffverhalten des Betons zu gewinnen.

Das Verhalten des Betons unter thermischer Beanspruchung wird naturgemäß durch eine Vielzahl von Parametern beeinflusst. Um möglichst viele Parameter meßtechnisch erfassen zu können, wurden in den früheren Arbeiten des Teilprojekts B3 des Sonderforschungsbereichs 148 vier unterschiedliche Untersuchungsmethoden angewandt /1/.

Im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Versuche wurde die Herstellung der Probekörper unter bestimmten Gesichtspunkten vorgenommen. Es ist bekannt, daß bei mechanisch-technologischen Untersuchungen an Betonen vor allem die Probengeometrie eine besondere Rolle spielt. Das Bruchverhalten von Proben geringer Schlankheit ($H:D = 1$) wird beispielsweise ganz wesentlich durch die Reibungsverhältnisse zwischen Probenaufstellfläche und Druckstempel bestimmt /2/. Für werkstoffkundliche Untersuchungen sind Schlankheiten zwischen 2 und 5 am besten geeignet. Die kleinste Probenabmessung wurde nach der Größe des Zuschlagstoffes gewählt. Aus betontechnologischen Gründen wurde das größte Korn nicht unter 16 mm festgelegt, so daß für die Untersuchungen des Teilprojekts B3 ein Probendurchmesser von 80 mm zweckmäßig erschien. Die Probenlänge wurde auf 300 mm festgelegt /3/.

Für die gewählten Probekörperabmessungen ergab sich bei den Versuchen eine zu simulierende Erwärmungsgeschwindigkeit von 2 K/min. Dabei entstanden radiale Temperaturdifferenzen von rd. 50 K. Die Untersuchungsergebnisse wurden in verschiedenen Jahresberichten des Teilprojekts B3

der Fachwelt mitgeteilt. U.a. wird dort über Ergebnisse von Versuchen berichtet, bei denen die Verformungen von belasteten Probekörpern unter instationärer Erwärmung ermittelt werden. Sie sind unter der Bezeichnung "Warmkriechversuche" bekannt geworden /4/. Bei den Versuchen werden die Gesamtverformungen einaxialer Materialproben, d.h. die Summe aus elastischen Verformungen, Übergangsverformungen, thermischen Dehnungen und Schwinden, während der Aufheizung gemessen.

Die thermische Dehnung des Betons wird anhand von Parallelversuchen an unbelasteten Proben ermittelt. Die Differenz aus thermischer Dehnung und der Gesamtdehnung ergibt den gesuchten Verformungstherm, der einer bestimmten Belastung bei Einwirkung einer bestimmten Temperatur zuzuordnen ist.

Die aus diesen Untersuchungen entwickelten Materialgesetze wurden zur Abschätzung des Bauteilverhaltens im Brandfall unter bestimmten Voraussetzungen erfolgreich angewendet /5/. Andererseits wurde durch umfangreiche rechnerische Untersuchungen festgestellt, daß die Ergebnisse der Warmkriechversuche nicht abgewandt werden können, wenn das Bauteil im Brandfall einem Zwängungszustand unterliegt /6/. Die festgestellten Diskrepanzen zwischen Rechen- und Versuchsergebnissen können u.a. auf folgende Gründe zurückgeführt werden:

1. Im Brandfall treten im Bauteil erheblich andere Erwärmungsgeschwindigkeiten auf als im Probekörper, der für die Baustoffuntersuchungen verwendet wird.
2. Im Bauteil können erheblich andere Wärme- und Stofftransport-Vorgänge ablaufen als im kleinen Probekörper.

In diesem Beitrag wird versucht, auf die oben geschilderten Fragen eine Antwort zu geben. Es werden Ergebnisse von Brandversuchen mit praxisgerechter Simulation der Randbedingungen mitgeteilt. Dabei werden die praxisgerechten Randbedingungen sowohl durch die Wahl der Probekörper als auch durch Simulation einer bestimmten Aufheizgeschwindigkeit verwirklicht. Eine besondere Zielsetzung der Untersuchungen ist es, durch

die Wahl der Probekörper die Aussagefähigkeit der Versuchsergebnisse hinsichtlich einer Übertragung auf praxisgerechte Verhältnisse zu ermöglichen. Es wurden deshalb große Probekörper, sog. Macroprobekörper, entwickelt (s. Abschnitt 1.2).

1.2 Mechanisch-technologische Untersuchungen unter erhöhten Temperaturen

Zur Ermittlung des Temperatureinflusses auf die Materialeigenschaften des Betons wurde ein Prüfkörper mit praxisgerechten Abmessungen gewählt. Der Probenquerschnitt wurde mit einer Kantenlänge von 300 mm in quadratischer Form festgelegt. Die Länge des prismatischen Probekörpers beträgt dabei das zehnfache des hydraulischen Radius des Querschnitts/7/. Der Probekörper bildete somit einen Ausschnitt aus einem stabförmigen Bauteil. Dadurch waren die Voraussetzungen geschaffen, um allgemeinere Aussagen über das Werkstoffverhalten des Betons im praxisgerechten Einbauzustand zu gewinnen.

Da bei diesen werkstoffkundlichen Untersuchungen in erster Linie die Bestimmung des Materialverhaltens von Beton im Vordergrund stand, wurde eine schwache Bewehrung gewählt. Der Prüfkörper wurde allseitig mit Längseinlagen symmetrisch bewehrt, und eine geschlossene Bügelbewehrung wurde mit 15 cm Abstand \emptyset 6 III angeordnet. Dabei wurde die Betongüte mit B 25 festgelegt.

Die für diese Arbeit erforderlichen experimentellen Untersuchungen wurden an einer speziellen Hochtemperatur-Prüfanlage durchgeführt, deren Aufbau und Ausrüstung in /8/ beschrieben ist. Das Bild 1.1 zeigt den Prüfkörper im Einbauzustand. Zur Prüfanlage gehört ein zur Durchführung solcher Versuche entwickeltes kombiniertes Kraftmeß- und Dilatometersystem. Dieses gestattet die Durchführung von Verformungsmessungen bei stationärer und instationärer Wärmebeanspruchung bis nahezu 1000 °C. Die Betonkörper können dabei verschiedenartigen Belastungs- und Temperaturzyklen unterworfen werden. In Bild 1.2 ist die Anordnung dieses Meßsystems dargestellt.

Für die Probekörper wurde eine Temperaturbeanspruchung nach DIN 5102 gewählt. Dadurch wurde eine thermische Beanspruchung des Probekörpers unter praxisgerechten Erhitzungsbedingungen simuliert. Bedingt durch die Probekörperabmessungen und auch durch die hohe Aufheiz-

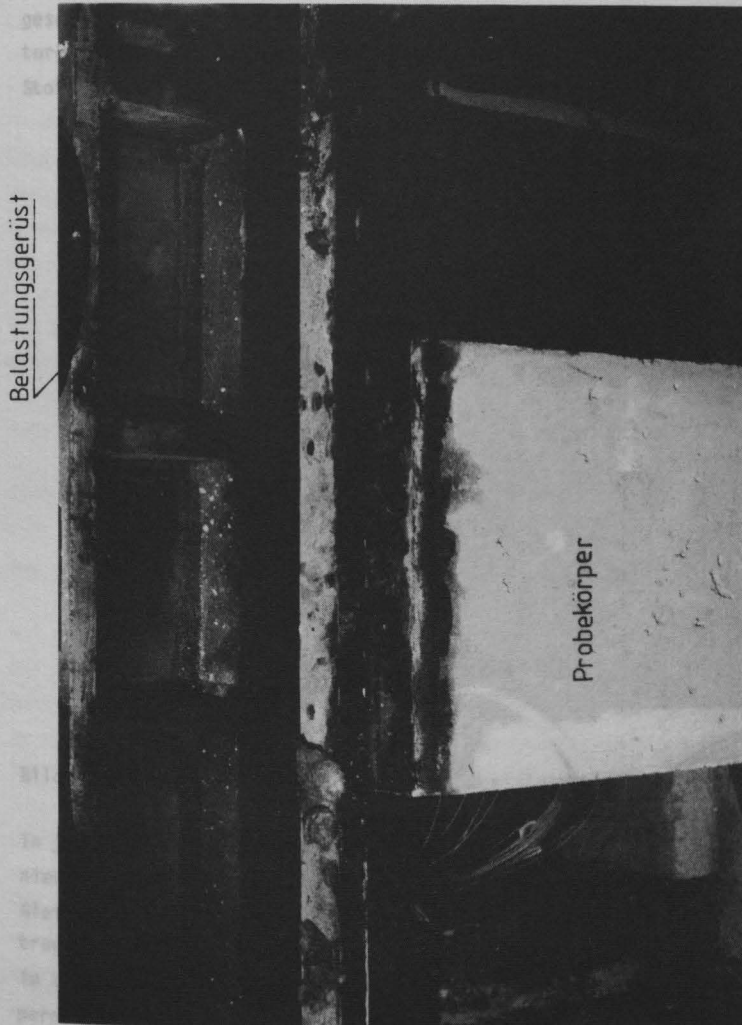


Bild 1.1: Einbauzustand des Macroprobekörpers im Prüfofen

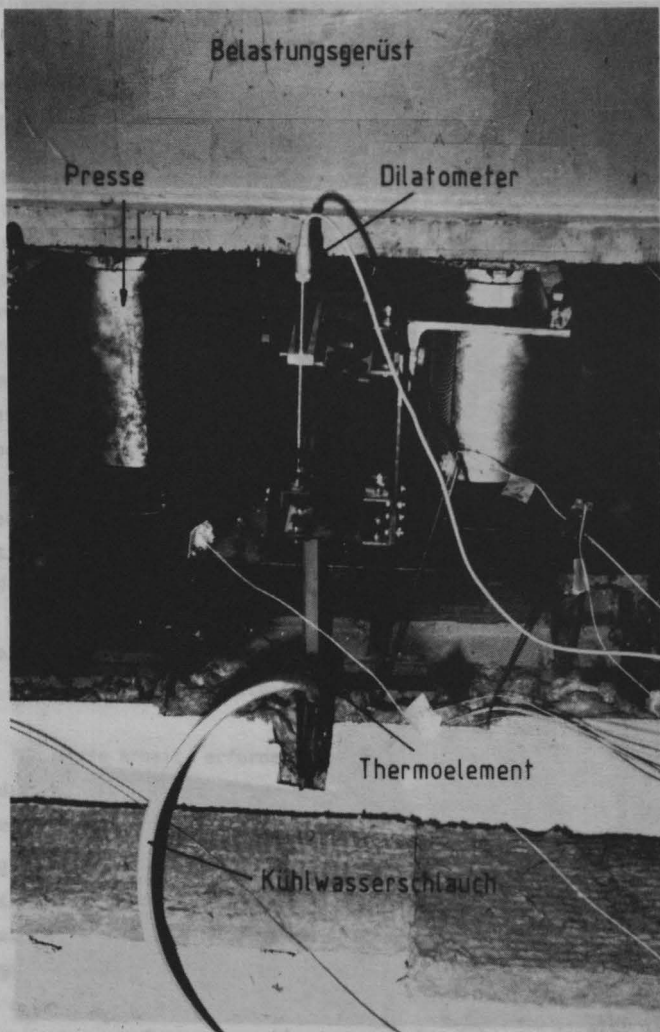


Bild 1.2: Belstungs- und Dilatometersystem des Prüfofens

Für die Probekörper wurde eine Temperaturbeanspruchung nach DIN 4102 gewählt. Dadurch wurde eine thermische Beanspruchung des Probekörpers unter praxisgerechten Erwärmungsbedingungen simuliert. Bedingt durch die Probekörperabmessungen und auch durch die hohe Aufheizgeschwindigkeit (bis zu 25 K/min) entstanden im Bauteil hohe Temperaturgradienten. Dadurch wurden im Probekörper schnell ablaufende Stoff- und Wärmetransportvorgänge wirksam.

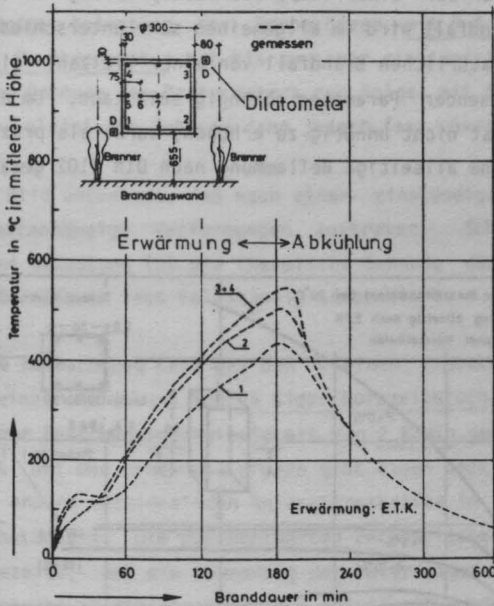


Bild 1.3: Gemessenen Temperaturen der ECKEINLAGEN im Brandversuch

In jedem Probekörper waren insgesamt sieben Thermoelemente einbetoniert. In Bild 1.3 ist die Anordnung der Thermoelemente dargestellt. Gleichzeitig sind die gemessenen Stahltemperaturen in das Bild eingetragen. Die Meßergebnisse zeigen, daß die Erwärmung des Probekörpers im Versuch nicht symmetrisch erfolgte. Zeitweilig betrugen die Temperaturunterschiede in den symmetrisch angeordneten Längseinlagen bis zu 50 °C. Dieser Temperaturunterschied ist bedingt durch den Aufbau des Prüfofens, durch die Flammenrichtung des Brenners sowie durch die

Anordnung der Rauchgasöffnung des Ofens direkt auf der gegenüberliegenden Seite zum Brenner. Aus dem Bild 1.3 ist ebenfalls die Anordnung des Dilatometersystems ersichtlich. Die Gesamtverformungen der Probekörper wurden durch Mitteln der Dilatometermessungen ermittelt.

2 Gesamtverformung der Macroprobekörper

Der zeitliche Verlauf einer Temperaturbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen im Brandfall wird im allgemeinen sehr unterschiedlich sein, da er in einem natürlichen Brandfall von einer Vielzahl sich gegenseitig beeinflussender Parameter abhängig sein kann. Um die Parameterzahl zunächst nicht unnötig zu erhöhen, wurde als praxisgerechte Randbedingung eine allseitige Beflammung nach DIN 4102 gewählt.

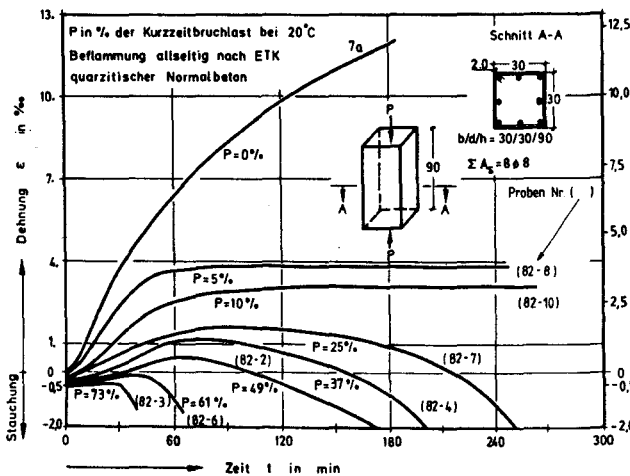


Bild 2.1: Gesamtverformung der beheizten Macro-Betonprobekörper

Die Gesamtverformung der, bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 %, getrockneten Macrobetonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung ist für verschiedene Laststufen in Bild 2.1 dargestellt. Bezüglich des Verlaufs der Gesamtverformung bei instationärer Temperaturbeanspruchung ergibt sich folgendes Bild:

Im Fall der thermischen Dehnung ($P = 0$) ist eine ständig ansteigende Dilatation zu verzeichnen. Der Gradient der thermischen Dehnung ist jedoch permanent abnehmend. Nach einer dreistündigen Branddauer hat die thermische Dehnung zu keinem Zeitpunkt der Branddauer abgenommen, wie es bei kleinen Probekörpern nach Erreichen einer Temperaturgrenze von 700°C der Fall sein kann.

Eine geringfügige Belastung der Probekörper mit 5 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur hat bis zu einer einstündigen Branddauer eine geringere Dehnung des Probekörpers zur Folge, mit fortschreiten der Branddauer bleibt die Dehnung dann jedoch fast unverändert.

Man kann dem Bild entnehmen, daß nach einer einstündigen Branddauer erhebliche lastabhängige Verformungen auftreten. Schon bei einer solch geringen Belastung ist die thermische Dehnung des Prüfkörpers nach dieser Branddauer fast vollständig kompensiert.

Eine ähnliche Beobachtung kann bei den kleinen Probekörpern jedoch erst unter einer Belastung von 45 %iger Kurzzeitbruchlast bei 20°C und unter einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 2 K/min gemacht werden. Dieser Effekt bei den Großprobekörpern gibt einen deutlichen Hinweis auf die sich anders entwickelnden Relaxationskräfte im Vergleich zu den Kleinprobekörpern. Die durchgeführten rechnerischen Untersuchungen haben gezeigt, daß die Anwendung der Materialgesetze, die durch Warmkriechversuche an Kleinprobekörpern entwickelt worden sind, die hier eingetragene Gesamtverformung des Großprobekörpers, unter Ausschluß der zeitabhängigen Einflüsse nicht zufriedenstellend wiedergeben konnte.

Bis zu einer Laststufe von 15 % wurde kein signifikanter Unterschied zwischen den Endgesamtverformungen der verschiedenen Belastungsstufen beobachtet. Erst bei einer 25 %igen Belastung wurden bei den Prüfkörpern kritische Zeiten (Bruchzeitpunkte) festgestellt.

Die bei den Großprobekörpern beobachteten kritischen Zeiten entsprechen hier somit bei den Kleinprobekörpern den kritischen Temperaturen, bei denen die Längsstauchungen uferlos ansteigen. Aus dem Bild 2.1 wird deutlich, daß nach Überschreiten einer 50 %igen Laststufe keine deutliche thermische Dehnung bei dem Probekörper beobachtet worden ist. Die Laststufen von 61 % bewirkten nach einer bestimmten Branddauer einen spontanen Materialbruch.

3 Rheologische Beziehungen

Für eine rechnerische Behandlung der Tragfähigkeit von Betonkonstruktionen, die einer Brandbeanspruchung ausgesetzt sind, ist es notwendig, die auf experimentellem Wege gewonnenen Erkenntnisse in Form von rheologischen Beziehungen zu erfassen. In früheren Arbeiten des Teilprojekts B3 wurde bereits darauf hingewiesen, daß sich die Gesamtverformung von Beton unter thermomechanischer Beanspruchung mindestens aus fünf Einzelverformungen zusammensetzt /1/. Dazu gehören:

- a) Thermische Dehnungen,
- b) Schwindverformungen,
- c) Spontan-elastische Verformungen,
- d) Spontan-plastische Verformungen und
- e) Kriechverformungen.

Dabei sind folgende Verformungsarten zu unterscheiden:

- 1. lastabhängige Verformungen und
- 2. lastunabhängige Verformungen.

Die oben angegebenen Verformungskomponenten bilden dann die Gesamtverformung eines Betonelements bei einer bestimmten Temperaturbeanspruchung. Die in Abschnitt 2 beschriebenen Warmkriechuntersuchungen können deshalb in dieser Hinsicht als repräsentativ für eine thermomechanische Beanspruchung von Großprobekörpern angesehen werden, so daß sich aus den angegebenen Warmkriechkurven entsprechende rheologische Beziehungen gewinnen lassen.

Für die lastabhängigen Verformungen wurde eine Beton-Arbeitslinie ermittelt, in der für jeden Zeitpunkt den gemessenen Warmkriechverfor-

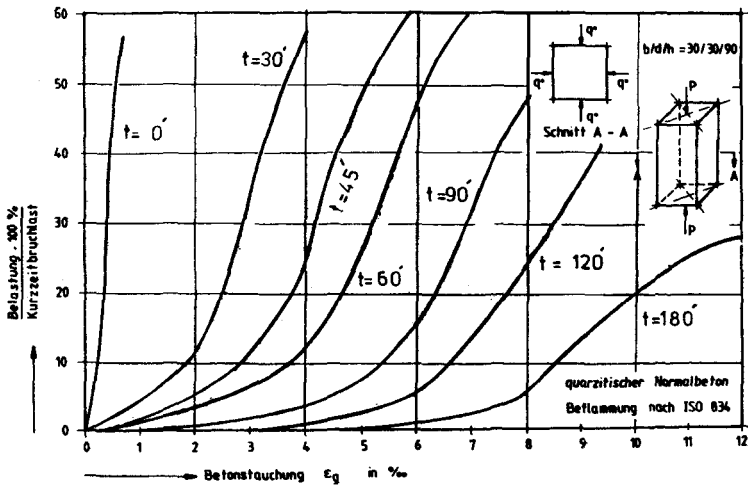


Bild 3.1: Belastungs-Stauchungs-Beziehung der beheizten Macro-Betonprobekörper

mungen (vgl. Bild 2.1) eine separate Last-Verformungs-Beziehung zugeordnet wurde. Während bei kleinen Probekörpern für die σ - ϵ -Beziehungen die Temperaturbeanspruchung als Scharparameter verwendet werden kann, wird jetzt für die Großprobekörper dieser Parameter mit der Zeitangabe ersetzt.

In Bild 3.1 sind die Auswertungsergebnisse dargestellt. In dieser Darstellung wurde die bekannte σ - ϵ -Beziehung auch durch den Betonstauchung-Belastungsgrad ersetzt. Für eine bestimmte Belastungsgrad-Betonstauchung wurde die Branddauer als Parameter angegeben. Die Beziehungen in Bild 3.1 können somit zur Bestimmung der lastabhängigen Verformungen eines Großbeton-Prüfkörpers für eine bestimmte Branddauer nach DIN 4102 benutzt werden. Der Vorteil einer solchen Darstellung ist dabei, daß das Bauteilverhalten unter Normbrandbeanspruchung mit einer einzigen Last-Verformungskurve beschrieben werden kann. Es ist also nicht notwendig, für eine bestimmte Branddauer Temperatur- und Spannungsverteilung im Bauteil durch eine aufwendige Rechenoperation zu bestimmen. Statt dessen können die Integrations-ergebnisse der Spannungs-Verformungs-Berechnungen für einen Macro-

probekörper dem Bild 3.1 entnommen werden. Aus dem Bild 3.1 wird außerdem deutlich, daß die Last-Verformungs-Beziehungen mit zunehmender Branddauer einen doppelkrümmigen Kurvenverlauf zeigen. Mit fortschreitender Branddauer wird auch eine erhebliche Zunahme der lastabhängigen Verformungen beobachtet.

4 Ausblick

In diesem Beitrag wurde eine neue rheologische Beziehung für Normalbeton bei hohen Temperaturen vorgestellt. Diese Beziehung bietet die Möglichkeit, das Brandverhalten von Betonbauteilen durch eine einfache Last-Verformungs-Formulierung wirklichkeitsnah zu bestimmen.

Um eine solche Beziehung entwickeln zu können, wurden statt der bisher üblichen kleinen Probekörper erstmalig Makro-Probekörper als Ausschnitt eines Betonbauteils für die werkstoffkundlichen Untersuchungen verwendet. Die Benutzung eines solchen Probekörpers bietet vor allem den Vorteil, daß Übertragungsprobleme der Materialgesetze zwischen den Klein-Groß-Probekörpern beseitigt werden können.

Naturgemäß gilt die Aufstellung der rheologischen Beziehungen nur für eine bestimmte Probekörperform und Brandbeanspruchung. Die Ergebnisse der bislang durchgeführten Untersuchungen zeigen aber, daß bei Übertragung der Versuchsergebnisse aus einer bestimmten Probekörperform auf ähnliche Probekörper mit Hilfe einer einfachen mathematischen Formulierung möglich sein kann (durch in Beziehung setzen der hydraulischen Radien der Probekörper).

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse der neuen rheologischen Untersuchungen können zukünftig eine neue Denkweise zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Materialverhaltens von Beton unter Brandbeanspruchung herbeiführen. Durch weitere gezielte Untersuchungen wird es möglich sein, das Bauteilverhalten im Brandfall mit einfachen, jedoch wirklichkeitsnahen rheologischen Beziehungen wiederzugeben.

5. Literatur

- /1/ Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen",
Teilprojekt B3, der Technischen Universität Braunschweig.
- /2/ Schneider, U.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton
unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung.
Die Bautechnik, Heft 4, S. 123 - 132, 1977.
- /3/ Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in
Normalbeton bei hohen Temperaturen. Technische Universität
Braunschweig, 1973.
- /4/ Schneider, U.; Kordina, K.: On the behaviour of normal concrete
under steady state and transient temperature conditions. 3rd
Int. Conf. Struct. Mech. in reactor Techn., Vol. 3, Part H,
paper 1/6, London, 1975.
- /5/ Kordina, K., et al.: Sonderforschungsbereichs 148, Jahresbe-
richte 1975/1977, 1978/1980, 1981/1983, Teil I, Technische Uni-
versität Braunschweig.
- /6/ Haksever, A.: Sonderforschungsbereichs 148, Jahresbericht
1978/1980, Teil I, Technische Universität Braunschweig.
- /7/ Janko, B.: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stahlbe-
tonrahmen aus Stahlbeton. Dissertation Technische Universität
Braunschweig, 1972.
- /8/ Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus
Beton bei Brandbeanspruchung. DAFStb., Heft 248, 1975.

Spannungs/Dehnungs - Linien
zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens
von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff

von

Dipl.-Ing. E. Richter

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung	3
2 Baustoffuntersuchungen	4
2.1 Untersuchungsmethode	7
2.1.1 Beton	7
2.1.2 Stahl	9
3 Theoretische Aufbereitung	10
3.1 Grundlagen	10
3.2 Vereinfachungen	12
3.3 Auswirkungen von Vereinfachungen	15
4 Rechengesetze der Baustoffe	19
4.1 Konstruktion der Rechengesetze aus den Ergebnissen instationärer Kriechversuche	22
4.2 Mathematischer Ansatz	24
4.3 Baustoffe	28
4.3.1 Beton	30
4.3.2 Stahl	32
4.3.2.1 Baustahl	33
4.3.2.2 Betonstahl	34
4.3.2.3 Spannstahl	37
4.4 Thermische Dehnungen	40
4.5 Zusammenfassung	42
5 Literatur	46
6 Anhang	50

1 Einleitung

Kenntnisse über das Materialverhalten der Baustoffe bilden eine wichtige Grundlage, um das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile zutreffend analytisch beschreiben zu können. Neben den umfangreichen experimentellen und theoretischen Arbeiten über das Verhalten der Baustoffe bei Normaltemperatur, wurde in den letzten Jahrzehnten auch das Baustoffverhalten unter Einwirkung "erhöhter Temperaturen" zunehmend untersucht. Als "erhöhte Temperaturen" wird der gesamte Hochtemperaturbereich, d.h. das gesamte Temperaturspektrum bis zum Erreichen der Schmelztemperatur, bezeichnet /1/.

Die im Verhältnis zu Untersuchungen bei Normaltemperatur erst relativ spät einsetzenden intensiven Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Hochtemperaturverhaltens der Baustoffe sind u.a. dadurch zu erklären, daß erst mit der Entwicklung geeigneter Untersuchungsverfahren, wobei der Meßtechnik eine besondere Bedeutung zukam, die erforderlichen systematischen Versuchsreihen durchgeführt werden konnten.

Die theoretische Aufbereitung und Weiterverarbeitung der gewonnenen Meßdaten wurde durch die zunehmende Verbreitung leistungsfähiger Computer sinnvoll unterstützt. Sie ermöglichten die Auswertung der äußerst umfangreichen Meßdaten bei gleichzeitig vertretbarem Arbeitsaufwand.

2 Baustoffuntersuchungen

Die Ergebnisse der Baustoffuntersuchungen bei hohen Temperaturen hängen wesentlich von der zu ihrer Ermittlung angewendeten Untersuchungsmethode ab. Bei Hochtemperatur-Untersuchungen ist dabei grundsätzlich zwischen stationärer und instationärer Versuchsdurchführung zu unterscheiden. Bild 2.1 zeigt eine Übersicht der verschiedenen Versuchsbereiche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Beton.

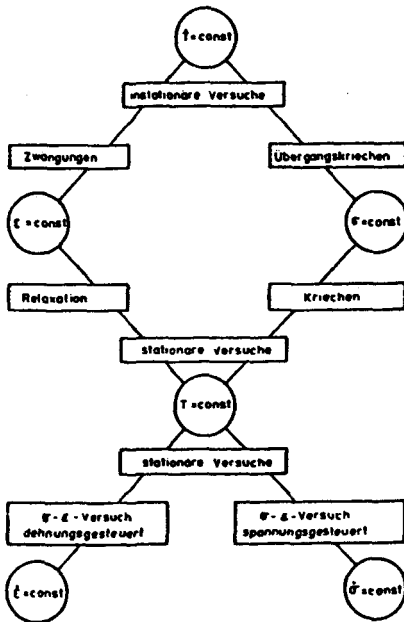


Bild 2.1: Verschiedene Versuchsbereiche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Beton /3/

Im stationären Zug- oder Druckversuch wird die Probe auf die festgelegte Prüftemperatur erwärmt und dann last- oder verformungsgesteuert bis zum Bruch gefahren. Diese Versuche geben Aufschluß über das Festigkeits-, Elastizitätsmodul- und Bruchdehnungsverhalten der Baustoffe bei hohen Temperaturen /3/.

Zur Erfassung des Verformungsverhaltens von Beton und Stahl im Hinblick auf den Brandfall sind stationäre Versuche nur begrenzt geeignet. Hierfür sind spezielle Untersuchungen erforderlich, die vor allen Dingen berücksichtigen, daß die Baustoffe im allgemeinen schon vor Beginn der Erwärmung durch die Gebrauchslasten mechanisch belastet sind und erst dann die instationäre Temperaturbeanspruchung erfahren. Der instationäre Druck- oder Zugversuch entspricht diesen Verhältnissen: die Proben werden mechanisch belastet und danach mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit erwärmt, wobei entweder die Anfangsspannung (instationärer Kriechversuch) oder die Anfangsverformung (instationärer Zwängungsversuch) konstant gehalten wird.

Die ersten systematischen Arbeiten über die Veränderung der mechanischen Eigenschaften von Beton bei Einwirkung von hohen Temperaturen wurden in den Jahren vor dem zweiten Weltkrieg durchgeführt (siehe Übersicht in /4/). Die Untersuchungen beschäftigten sich vor allen Dingen mit dem Festigkeitsverhalten von Beton bei Temperaturen bis zu 100 °C. Nach dem 2. Weltkrieg wurden zunächst weiterhin intensiv die Hochtemperatur- Festigkeitseigenschaften von Beton untersucht, während Untersuchungen über das Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen aufgrund der damit verbundenen versuchstechnischen Schwierigkeiten erst später in die Versuchsprogramme aufgenommen wurden (siehe Übersicht in /5/: Arbeitsbericht 1973 - 1974). Instationäre Hochtemperaturuntersuchungen werden im größeren Umfang seit Mitte der 60er Jahre durchgeführt. Die Arbeiten von Weigler (1967), Akhtaruzaman (1973) und Thelanderson (1974) sowie die seit 1973 vom Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teilprojekt B 3 /6/, durchgeführten Versuche haben die Voraussetzungen geschaffen, um allgemeinere Aussagen über den außerordentlich komplexen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen bei instationär erwärmten Betonproben machen zu können.

Untersuchungen über das mechanische Verhalten von Stahl bei Einwirkung von hohen Temperaturen wurden in größerem Umfang Anfang diese Jahrhunderts an Walzstahl und Gußeisen durchgeführt, während entsprechende Untersuchungen an Spannstahl erst seit Anfang der 50er Jahre betrieben werden.

Grundsätzlich hat auf dem Gebiet des Werkstoffverhaltens von Stahl bei hohen Temperature in den letzten 20 bis 30 Jahren eine starke Intensivierung der Forschungstätigkeit stattgefunden. Die Arbeiten waren u.a. auf die Klärung der metallphysikalischen Zusammenhänge als Voraussetzung für die gezielte Weiterentwicklung kriechbeständiger Werkstoffe sowie auf die Entwicklung und physikalische Begründung von Kriech- und Bruchhypothesen für die Beurteilung des Kriechverhaltens unter mehrachsiger Beanspruchung ausgerichtet /13/.

Das Werkstoffverhalten von Stahl wird durch makroskopische, mikroskopische und/oder submikroskopische Betrachtungsweisen vorgenommen /14/. Die beiden letzten, auch atomistische Betrachtungsweisen genannt, liefern im mikroskopischen Bereich mit Hilfe von lichtoptischen, röntgenographischen und elektronenoptischen Methoden Erkenntnisse über den Aufbau des Gefüges und seiner Bestandteile, d.h. durch sie werden die physikalischen und metallurgischen Grundlagen zur Erklärung bestimmter Vorgänge, z.B. der Hochtemperatur- Plastizität, geschaffen. Besonders in der Werkstoffwissenschaft sind diese differenzierten Aussagen erforderlich. In der Festigkeitslehre ist die makroskopische Betrachtungsweise üblich. Sie greift zur Beschreibung des Werkstoffs auf Werkstoffkenngrößen wie beispielsweise Ausdehnungskoeffizient, Elastizitätsmodul und Festigkeit zurück. Für praktisch eingesetzte Materialien, die durch Vorbehandlung oder aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung in der Regel einer atomistischen Betrachtungsweise nur begrenzt zugänglich sind, stellt die makroskopische Betrachtungsweise die angemessene Möglichkeit dar, um das Materialverhalten unter instationärer Temperatureinwirkung beschreiben zu können.

Die Forschungsaktivitäten auf diesem Gebiet werden im Folgenden am Beispiel des Spannstahls aufgezeigt:

Wie beim Beton standen zuerst stationäre Untersuchungen, sog. Warmzerreiversuche, im Vordergrund /7,8,9/. Erste Ansätze, z.B. das Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbalken rechnerisch zu erfassen, verdeutlichten dann die Notwendigkeit, neben den bisher durchgeführten stationären auch instationäre Zugversuche durchzuführen /7,10/. In Deutschland wurden solche Versuche an Spannstahl von Jäniche und Wascheidt (1965) /11/ und ab 1975 intensiv im Sonderforschungsbereich 148, Teilprojekt B 4 /12/ durchgeführt.

2.1 Untersuchungsmethode

2.1.1 Beton

Im instationären Druckversuch wird eine unter konstanter Belastung stehende Betonprobe mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt und dabei kontinuierlich die Gesamtverformung ϵ_{ges} gemessen. Die Gesamtverformung setzt sich aus mindestens fünf Anteilen zusammen:

- thermische Dehnung ϵ_{th}
- Schwinden ϵ_s
- elastische Dehnung ϵ_{el}
- plastische Dehnung ϵ_{pl}
- instationäre Kriechdehnung ϵ_k

Zur Bestimmung der Einzelanteile werden Paralleluntersuchungen zu den instationären Kriechversuchen durchgeführt: an unbelastet aufgeheizten Betonproben werden die thermischen Dehnungen ermittelt, wobei davon ausgegangen wird, daß die Schwindverformungen in den thermischen Dehnungen enthalten sind - eine zulässige Annahme, weil die Versuchskörper unversiegelt geprüft werden /6/. Ebenfalls

an unbelastet erwärmten Betonproben wird der zur Ermittlung der elastischen Dehnungen erforderliche temperaturabhängige Elastizitätsmodul gewonnen. Die beiden noch nicht bestimmten Dehnungsanteile (plastische Dehnung und instationäre Kriechdehnung) ergeben sich als Differenz zwischen der thermischen Dehnung und der Summe aus gemessener Gesamtdehnung und temperaturabhängiger elastischer Dehnung. Im Bild 2.2 sind die gemessenen Gesamtverformungen über der Temperatur für einen Normalbeton aufgetragen.

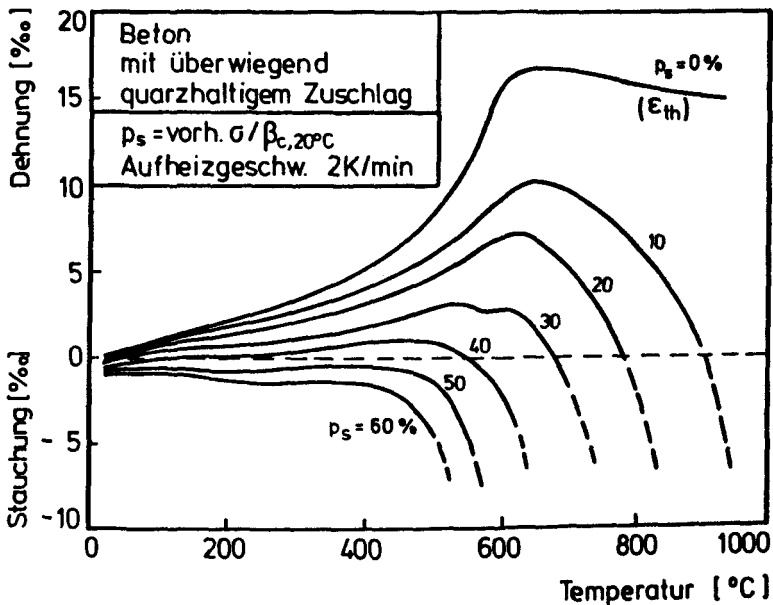


Bild 2.2: Gesamtverformungen einer Betonprobe bei instationärer Temperaturbeanspruchung

2.1.2 Stahl

Im instationären Kriechversuch wird die unter konstanter Zugbelastung stehende Stahlprobe aufgeheizt. Dabei wird die Veränderung der Probenlänge kontinuierlich gemessen und über der Zeit bzw. der zeitproportionalen Temperatur aufgetragen. Im Bild 2.3 sind Meß- und Bezugskurven aus einem Kriechversuch für einen Spannstahl dargestellt; die mit a gekennzeichnete Kurve gibt die während der Temperaturbeanspruchung gemessene Gesamtverformung wieder. Die Gesamtverformung setzt sich beim Stahl aus drei Anteilen zusammen:

- thermische Dehnung ϵ_{th}
- stationäre, lastabhängige Dehnung ϵ_s
- instationäre Kriechdehnung ϵ_k

Die lastunabhängige thermische Dehnung wird, ebenso wie die zur Formulierung der stationären, lastabhängigen Dehnung benötigte Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls in parallel zu den Kriechversuchen durchgeführten Untersuchungen bestimmt.

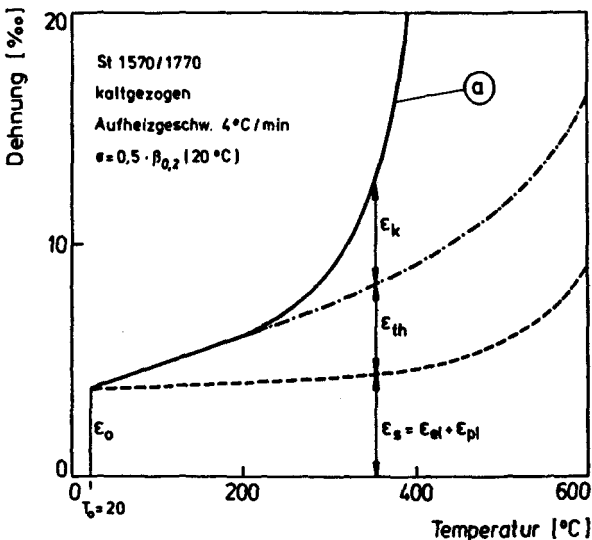


Bild 2.3: Meß- und Bezugskurven eines instationären Kriechversuchs, Spannstahl St 1570/1770

3 Theoretische Aufbereitung

Die vorhandenen leistungsfähigen Computer erlauben die Berechnung brandbeanspruchter Bauteile unter Berücksichtigung beliebiger nichtlinearer Probleme. Diese numerisch vielfältig nutzbaren Möglichkeiten dürfen aber nicht darüber hinwegtäuschen, daß ein entscheidender Einfluß auf die Übereinstimmung rechnerischer Ergebnisse mit der Wirklichkeit durch die Güte der verwendeten Baustoffgesetze ausgeübt wird. Besonders im Fall des instationär erwärmten Bauteils sind sorgfältige Überlegungen erforderlich, wie die Veränderung der mechanischen Materialeigenschaften unter Temperatureinwirkung zu beschreiben sind, zumal die Baustoffeigenschaften deutlich von der zu ihrer Ermittlung angewendeten Versuchsmethode abhängen.

3.1 Grundlagen

Aus den in den Bildern 2.2 und 2.3 gezeigten Verformungsverläufen wird deutlich, daß die Differenz zwischen der unbehinderten thermischen Dehnung und der durch die Belastung beeinflussten thermischen Dehnung, d.h., der gemessenen Gesamtdehnung, jeweils den durch die im Versuch konstant gehaltene Belastung verursachten Dehnungsanteil wiedergibt. Diese Dehnungen werden als spannungserzeugende Dehnungen bezeichnet.

Für Beton lassen sich die spannungserzeugenden Dehnungen nach Gleichung (3.1) beschreiben, einer Gleichung, die auf der Grundlage umfangreicher experimenteller und theoretischer Untersuchungen entwickelt worden ist /5/.

$$\epsilon(T) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T)} [1 + \varphi(T)] \quad (3.1)$$

In Gleichung (3.1) bedeuten: $\bar{\sigma}$: konstante Spannung
 $\varphi(T)$: temperaturabhängige Kriechfunktion
 $E(T)$: temp.-abh. E-Modul

Bei Spannstahl läßt sich die spannungserzeugende Dehnung in zwei Anteile die temperaturabhängige elastische und plastische Dehnung ϵ_s sowie in die die sog. instationäre Kriechdehnung ϵ_k unterteilen. Der zweite Anteil, die instationäre Kriechdehnung, läßt sich mit Hilfe einer Arrhenius-Funktion in Form von Gleichung (3.2) erfassen.

$$\dot{\epsilon}_k(T, \bar{\sigma}) = k_0(T, \bar{\sigma}) \cdot \exp(-Q(\bar{\sigma})/(R \cdot T)) \quad (3.2)$$

Die Arrhenius-Funktion wird für metallische Werkstoffe häufig zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit herangezogen. Ursprünglich besitzen die Parameter in Gleichung (3.2) thermodynamisch-kinetische Bedeutungen; sie können aber auch im Sinne einer makroskopischen Betrachtungsweise vereinfachend als empirische Größen zur Beschreibung der Verformungsgeschwindigkeit unter bestimmten Versuchsbedingungen benutzt werden /15/. Durch Integration von Gleichung (3.2) erhält man dann die instationäre Kriechdehnung als Funktion der Zeit (Gleichung (3.3)) bzw. mit einer linearen Temperatur-Zeit-Verknüpfung (Gleichung (3.4)) als Funktion der Temperatur (Gleichung (3.5)).

$$\epsilon_k(T, \bar{\sigma}) = \int_{t_0}^t \dot{\epsilon}_k(T(t), \bar{\sigma}) dt \quad (3.3)$$

$$T(t) = T_0 + \beta \cdot t \quad (3.4)$$

$$\epsilon_k(T, \bar{\sigma}) = \frac{1}{\beta} \int_{T_0}^T \dot{\epsilon}(T, \bar{\sigma}) dT \quad (3.5)$$

Die Anwendung von Gleichung (3.1) oder Gleichung (3.3) bzw. (3.5) zur Berechnung der spannungserzeugenden Dehnungen in brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten erfordert die Berücksichtigung einiger Besonderheiten, die im folgenden am Beispiel von Gleichung (3.1), d.h. für die Berechnung der Verformungen des Betons, erläutert werden.

Im Gegensatz zur Berechnung bei Normaltemperatur, bei der die Kriechfunktion im allgemeinen auf den Elastizitätsmodul nach 28 Tagen Betonalter bezogen wird, gilt für die Kriechfunktion im instationären Hochtemperaturbereich der momentane, d.h. der im betrachteten Augenblick vorhandene, temperaturabhängige E-Modul als Bezugswert. Außerdem muß bei der Berechnung im Hochtemperaturbereich die temperaturabhängige Veränderung der elastischen Anfangsdehnung berücksichtigt werden /16/.

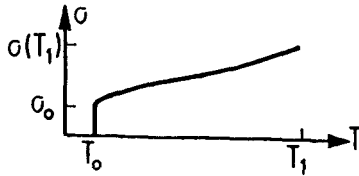
Als weitere Besonderheit muß bei der Übertragung der Ergebnisse aus instationären Kriechversuchen beachtet werden, daß bei diesen Versuchen die Spannung während der Temperaturbeanspruchung konstant gehalten wird. Diese Voraussetzung ist in der Regel für eine einzelne Faser eines brandbeanspruchten Bauteilquerschnitts nicht gegeben. Dort erfährt jede Faser je nach ihrer Lage im Gesamtquerschnitt eine über die Zeit unterschiedlich verlaufende Spannungsänderung. Diese Spannungsgeschichte ergibt sich für statisch bestimmt gelagerte Bauteile als Folge der temperaturbedingten Veränderung der stofflichen Eigenschaften sowie aus der Veränderung des temperaturabhängigen Eigenspannungszustandes.

Beide Punkte - die besondere Definition der Kriechfunktion und die in der Baustoff-Faser ablaufende Spannungsgeschichte - müssen beim Einsatz von Gleichung (3.1) beispielsweise zur Berechnung von Bauteilquerschnitten berücksichtigt werden.

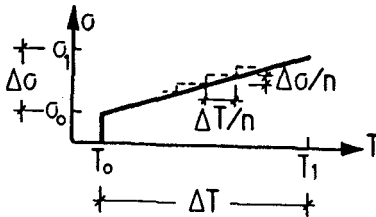
3.2 Vereinfachungen

Ein stetiger Spannungsverlauf, wie im Bild 3.1 in der oberen Skizze als Spannungsverlauf über der Temperatur dargestellt, ruft bei der Temperatur T_1 Dehnungen entsprechend Gleichung (3.6) hervor. Eine direkte Lösung dieser Integralgleichung setzt die Kenntnis der bei Beginn der Tragfähigkeitsanalyse noch unbekannten Span-

nungsgeschicht voraus, außerdem erschweren die temperaturabhängig zuberücksichtigenden Größen Elastizitätsmodul und Kriechfunktion, die sich beide einer handlichen mathematischen Formulierung entziehen, eine direkte Lösung.



$$\varepsilon(T_1) = \frac{\sigma(T_1)}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] - \int_{T_0}^{T_1} \frac{d\sigma(T)}{dT} \cdot \frac{1}{E(T)} \cdot \varphi(T) dT \quad (36)$$



$$\varepsilon(T_1) = \frac{\sigma(T_1)}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] + \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma_i - \sigma_{i+1}) \frac{\varphi_i}{E_i} \quad (37)$$

Bild 3.1: Spannungsgeschichten

Die Grundlagen für die numerische Auswertung von Gleichung (3.6) werden in /15/ ausführlich dargestellt. Es wird dort zunächst die Annahme getroffen, daß in einem betrachteten Temperaturintervall ΔT ein in n -gleiche Spannungsstufen unterteilter Spannungsverlauf vorliegt. Dadurch läßt sich die Dehnung bei der Temperatur T_1 nach Gleichung (3.7) berechnen. Im weiteren wird nur noch der Summenausdruck in Gleichung (3.7) betrachtet; er repräsentiert genau den Dehnungsanteil, der zuviel ermittelt

wird, wenn mit einer konstanten Spannung σ_1 anstelle einer treppenförmig anwachsenden Spannung gerechnet wird. Um den treppenförmigen Spannungsverlauf in den allgemeineren Fall des linearen Spannungsverlaufs zu überführen, wird der Summenausdruck in die McLaurinsche Form der Taylorsche Reihe entwickelt, für deren Variable die Partialsummen gebildet und schließlich für die Partialsummenfolge der Grenzwert bestimmt.

Nach Durchführung dieser Rechenoperationen ergibt sich der Summenausdruck als ein Produkt aus zwei Faktoren, wobei der eine Faktor die im betrachteten Temperaturintervall vorliegende Spannungsgeschichte berücksichtigt und der andere Faktor alle temperaturabhängigen Terme zusammenfaßt. Die temperaturabhängigen Terme lassen sich in guter Näherung als Polynom 3. Grades beschreiben, so daß der Summenausdruck in Gleichung (3.7), der ja den Einfluß der Spannungsgeschichte wiedergibt, schließlich durch Auswertung eines Polynom 3. Grades und anschließender Multiplikation zweier Faktoren bestimmt wird. Dieser einfache Ansatz zur Berücksichtigung der Spannungsgeschichte ermöglicht nun die Berechnung von brandbeanspruchten Betonquerschnitten auch für den Fall, daß die zur Gleichgewichtslage gehörende Spannungsverteilung im vorhinein nicht bekannt ist.

Für den Stahl wurde in /15/ kein spezieller Ansatz zur Berücksichtigung der Spannungsgeschichte entwickelt; sie wird in diesem Fall durch Integration der Kriechgeschwindigkeit über Bereiche mit konstantem Spannungsgradienten erfaßt. Dieser gegenüber dem Beton erhöhte numerische Aufwand ist vertretbar, weil in der Regel bei der numerischen Integration zur Bestimmung der inneren Schnittgrößen wesentlich weniger Integrationspunkte im Bereich der Stahleinlagen vorhanden sind als im Bereich des Betonquerschnitts.

3.3 Auswirkungen von Vereinfachungen

In /15/ wird anhand umfangreicher Parameterstudien gezeigt, wie sich die Berücksichtigung der Spannungs- und/oder der Erwärmungsgeschichte auf das Tragverhalten brandbeanspruchter Bauteile auswirkt. Im folgenden werden die Ergebnisse aus /15/ in kurzer Form für die Berechnung von Spannbetonbauteilen wiedergegeben.

Bild 3.2 zeigt exemplarisch für einem dreiseitig beflamten Rechteckquerschnitt den Einfluß der Spannungsgeschichte auf die Versagenszeit. Auf der Abszisse ist die Branddauer dargestellt, nach der die Biegetragfähigkeit die Größe des vorhandenen, einwirkenden Biegemoments erreicht hat. Das vorhandenen Biegemoment variiert im Bereich zwischen 0,7- und 1,3-facher zulässiger Gebrauchslast. Die Biegetragfähigkeit wird bei schwach und normal bewehrten Querschnitten in starkem Maß vom Materialverhalten des Spannstahls und bei stark bewehrten Querschnitten hauptsächlich vom Materialverhalten des Betons bestimmt. Deshalb werden im Bild 3.2 die Ergebnisse der Berechnung mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte jeweils für einen schwach und einen stark bewehrten Querschnitt gegenübergestellt. Beim Vergleich der berechneten Versagenszeiten mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte, - durchgezogene Linien-, und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte, - gestrichelte Linien-, ergibt sich eine maximale Differenz von 5 Minuten, d.h., die Spannungsgeschichte beeinflusst die Versagenszeit nur sehr geringfügig.

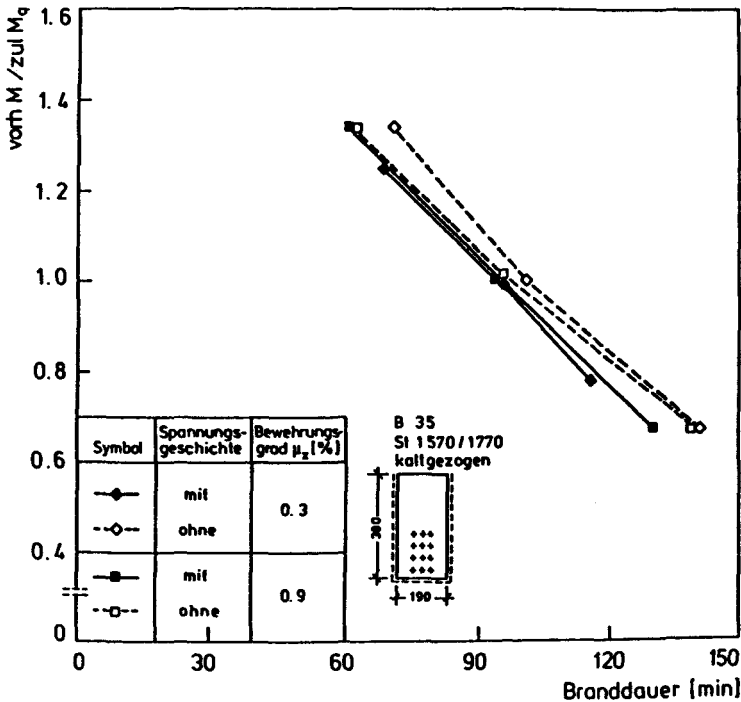


Bild 3.2: Vergleich der berechneten Versagenszeiten für einen schwach und einen stark bewehrten Querschnitt mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

Diese geringe Beeinflussung der temperaturabhängigen Biegetragfähigkeit durch die Spannungsgeschichte wird beim Vergleich der Isobaren der Druckspannungen, d.h., Linien gleich großer Druckspannungen, verständlich: Bild 3.3 zeigt, daß sich unmittelbar vor dem Versagen bei Brandeinwirkung die Verläufe der Isobaren nur in den Randbereichen der Querschnitte unterscheiden: dort, wo in der ersten Phase der Brandbeanspruchung große Temperaturgradienten auftreten als deren Folge hohe spannungserzeugende Dehnungen entstehen und dementsprechend hohe Spannungen. Bei der rechnerischen Berücksichtigung der Spannungsgeschichte -dargestellt im linken Bildteil- bewirken

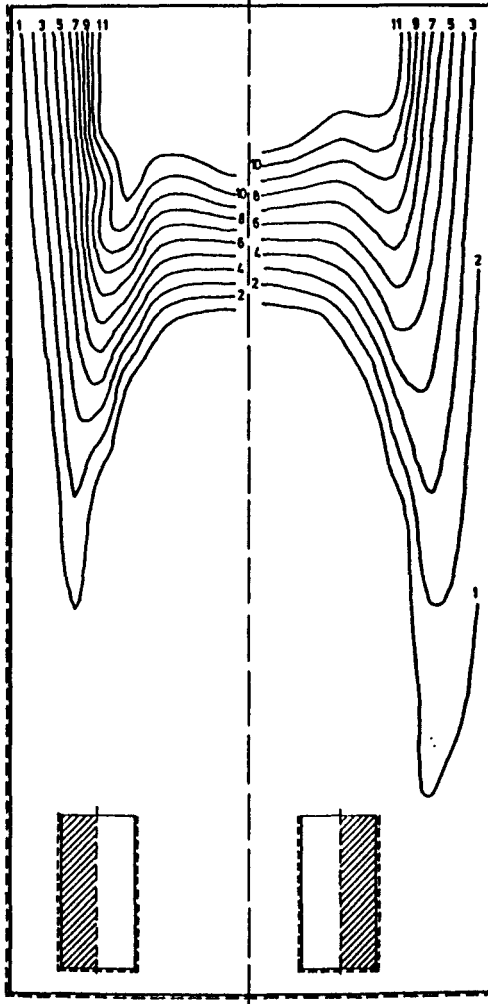
die einmal vorhandenen hohen Spannungswerte im Bereich der Querschnittsrandzone, daß mit zunehmender Branddauer diese Querschnittsbereiche spannungsmäßig überansprucht werden und damit für die weitere Tragfähigkeitsaufnahme ausfallen. Bleibt dagegen die Spannungsgeschichte rechnerisch unberücksichtigt, -wie im rechten Bildteil dargestellt-, "vergißt" das Material die ehemals hohe Spannungsausnutzung wieder und beansprucht diese Querschnittsbereiche jeweils nur entsprechend der aktuellen Dehnungsverteilung. Damit bleiben die Querschnittsrandbereiche bis unmittelbar vor dem Versagen an der Tragfähigkeitsaufnahme beteiligt.

Auch die Analyse der Spannungsentwicklung im Spannstahl zeigt nur sehr geringe Unterschiede beim Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte, so daß es gerechtfertigt erschien, schon bei der Formulierung der Baustoffgesetze die Spannungsgeschichte nicht zu berücksichtigen.

Damit besteht die Möglichkeit Baustoffgesetze in Form von Rechengesetzen der Baustoffe zu formulieren, die als Rechengrundlage zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen dienen.

Isobaren für Druckspannung nach 90 Min. Branddauer

mit ohne
Spannungsgeschichte



Kurven-Nr.	Spannung [N/mm ²]
1	- 2
2	- 4
3	- 6
4	- 8
5	- 10
6	- 12
7	- 14
8	- 16
9	- 18
10	- 20
11	- 22

Beton B 35

b/d = 190 / 380 mm

Spannstahl

St 1570 / 1770, kaltgez.

stark bewehrt

Bild 3.3: Isobaren für Druckspannungen nach 90 Minuten Branddauer. Vergleich mit und ohne rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

4 Rechengesetze der Baustoffe

Das Ziel der theoretischen Aufbereitung der Versuchsergebnisse im Rahmen dieser Arbeit besteht darin, einen mathematischen Ansatz zu finden, der zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen geeignet ist. Im SFB 148 wurde ein Rechenansatz zur Formulierung vereinfachter Baustoffgesetze in Form von temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs- Beziehungen entwickelt /2/,

1. der einen einheitlichen mathematischen Ansatz benutzt, um das temperaturabhängige Verhalten der wichtigsten Konstruktionsbaustoffe zu beschreiben,
2. dessen physikalisch/mechanische Eignung durch Nachrechnung zahlreicher Brandversuche überprüft ist und
3. der Vorteile bei der Programmierungsarbeit bzw. der Erweiterung bestehender Rechenprogramme um zusätzliche Baustoffe bietet.

Die Stellung, die diese vereinfachten Baustoffgesetze im gesamten Gebiet der Hochtemperaturbaustoff- und bauteiluntersuchungen bzw. ihrer theoretischen numerischen Modellierung einnehmen, ist im Bild 4.1 dargestellt. Die dort vorgenommene Einordnung verdeutlicht, daß bei der praktischen Anwendung der Baustoffgesetze grundsätzlich Zweck und Ziel ihrer Herleitung zu beachten sind.

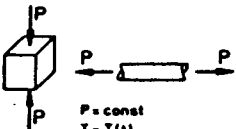
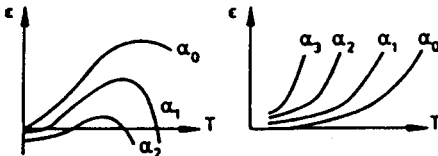
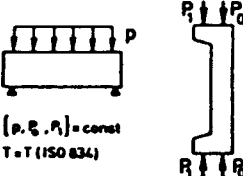
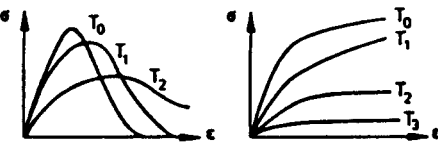
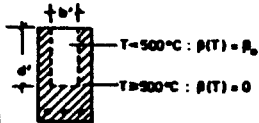

	Prüfkörper specimens	Last - Verformungs - Beziehungen load - deformation - characteristics	SFB Teilprojekt
I	 <p> $P = \text{const}$ $T = T(t)$ $\dot{\alpha} = P/\dot{R}_0/L$ </p>	<p>Baustoff- / Stoffgesetze mechanical material properties</p> 	B 3 B 4 B 5
II	 <p> $[p, \dot{p}, P_1] = \text{const}$ $T = T(\text{ISO 834})$ </p>	<p>Rechengesetze design values</p> 	A 1 A 2
III	 <p> $T = 500^\circ\text{C} : \beta(T) = \beta_0$ $T = 200^\circ\text{C} : \beta(T) = 0$ $N_{\beta}(T) = f[A_{\beta}, \dot{\sigma}, \beta_0, \beta_{\beta}(T)]$ </p>	<p>Vereinfachte Rechengesetze simplified design values</p> 	A 3

Bild 4.1: Zuordnung der Rechengesetze der Baustoffe im Gebiet der Hochtemperaturbaustoff- und bauteil-untersuchungen

Im Bild 4.1 werden die Baustoffgesetze in drei Gruppen unterteilt:

In der 1. Gruppe sind die Baustoffuntersuchungen zusammengefaßt. Die Baustoffgesetze, die im Zusammenhang mit diesen Untersuchungen formuliert werden, haben in der Regel das Ziel, das komplexe Verhalten der Baustoffe unter Hochtemperatureinwirkung möglichst vollständig zu beschreiben. Das erfordert aufwendige theoretische Modelle und naturgemäß einen hohen Detaillierungsgrad bezüglich der Erfassung von Einzeleinflüssen. Dazu zählen Zementgehalt, W/Z- Wert und Rißverhalten beim Beton bzw. Legierungszusammensetzung, Eigenspannungszustände und Strukturveränderungen beim Stahl. Hervorzuheben ist, daß einzelne Versuchsparameter je nach angewendeter Versuchsmethode in unterschiedlicher Ausprägung gemessen und damit auch in den theoretischen Modellen unterschiedlich berücksichtigt werden.

In der 2. Gruppe der Baustoffgesetze sind Rechengrundlagen zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen zusammengefaßt. Sie geben das charakteristische Last- Verformungs- Verhalten der Baustoffe in integraler Form wieder und werden deshalb als Rechengesetze der Baustoffe bezeichnet. Sie ermöglichen die vollständige Berechnung des Tragverhaltens stabförmiger Bauteile vom Zustand bei Normaltemperatur bis zum Erreichen der Versagenstemperatur bei Brandeinwirkung, erlauben es aber auch aufgrund ihrer zeitunabhängigen Formulierung, die Biegetragfähigkeit eines Bauteils für einen gewünschten Zeitpunkt unmittelbar zu bestimmen, ohne daß die vorhergehenden Zeitpunkte rechnerisch analysiert werden müssen. Als besonders geeignet für diesen Zweck haben sich temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs- Beziehungen erwiesen.

Die Rechengesetze der Baustoffe in Gruppe 3 sind dagegen besonders auf die zutreffende Erfassung des Bruchzustandes bei Brandeinwirkung abgestimmt. Ihr Einsatz ist in baupraktisch anwendbare Rechenverfahren vorgesehen, für die die Grundlagen so weit vereinfacht werden sollen, daß

gegenüber den üblichen Rechenverfahren der Baustatik nur vergleichsweise geringe Ergänzungen erforderlich werden.

4.1 Konstruktion der Rechengesetze aus den Ergebnissen instationärer Kriechversuche

Die Bilder 2.2 und 2.3 zeigen Meßwerte aus instationären Kriechversuchen für Beton bzw. Spannstahl. Die Meßwerte sind als Verformungs- Temperatur- Beziehung aufgezeichnet, wobei der Scharparameter die jeweils vorhandene Belastung angibt. In der so vorliegenden Form sind die Meßwerte bzw. ihre funktionale Beschreibung noch nicht unmittelbar für die Weiterverarbeitung in analytischen Rechenverfahren geeignet. Die analytischen Rechenverfahren benötigen im allgemeinen zur Berechnung der Spannungsverteilung in einem brandbeanspruchten Bauteil die sog. "spannungserzeugenden" Dehnungen, d.h. die Dehnungen, die sich als Differenz zwischen der unbehinderten und der durch die Belastung beeinflussten thermischen Dehnung ergeben (siehe Abschnitt 3.1).

Im Bild 4.2 wird am Beispiel des Stahls die Verknüpfung zwischen den Meßkurven des instationären Kriechversuchs und den Rechengesetzen der Baustoffe in Form von Spannungs/Dehnungs- Beziehungen gezeigt:

für genügend viele Temperaturen und Belastungsgrade werden die spannungserzeugenden Dehnungen ermittelt und in ein vorbereitetes Spannungs/Dehnungs- Diagramm übertragen. Dort lassen sich dann ohne Schwierigkeiten die temperaturmäßig identischen Punkte zu Spannungs/Dehnungskurven verbinden. Durch diese unmittelbare Kopplung zwischen instationärem Kriechversuch und temperaturabhängiger Spannungs/Dehnungs-Beziehung enthalten die Dehnungen des Spannungs/Dehnungs-Diagramms sowohl die temperaturabhängigen elastischen als auch die sehr viel größeren instationären Hochtemperatur- Kriechdehnungen.

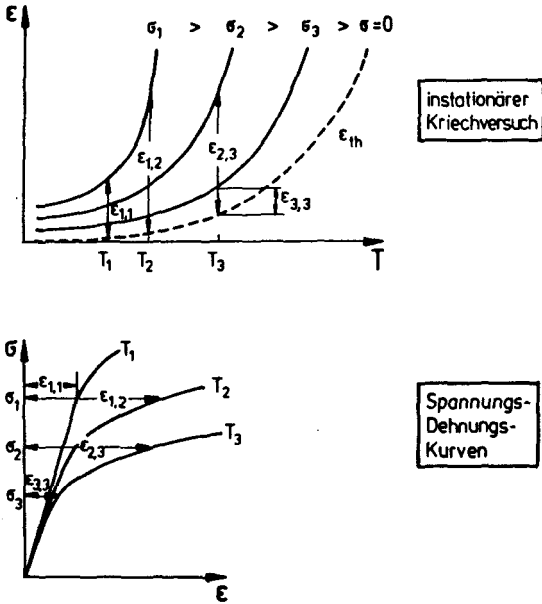


Bild 4.2: Prinzip der Konstruktion von Spannungs/Dehnungs-Kurven für Stahl aus instationären Kriechversuchen

4.2 Mathematischer Ansatz

Zur mathematischen Beschreibung der Spannungs/Dehnungs-Beziehungen wird eine Potenzfunktion aus /2/ gewählt. Sie bietet den Vorteil einer stetigen Funktion mit stetigen Ableitungen, d.h., sie erfüllt Bedingungen, wie sie an temperaturabhängige Spannungs/Dehnungs-Beziehungen insbesondere beim Einsatz in Finite-Elemente-Programme gestellt werden. Die temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehungen werden mit Gleichung (4.1) in Verbindung mit Gleichung (4.2) und (4.3) beschrieben.

Für $\varepsilon_1 \leq \varepsilon < \varepsilon_{i+1}$ gilt:

$$\sigma^*(\varepsilon) = m \cdot \left(\sigma_{i+1} - \sigma_i - \frac{d\sigma_{i+1}}{d\varepsilon_{i+1}} \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon) \right) \quad (4.1)$$

mit

$$m = 1 - \left(\frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon}{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i} \right)^n \quad (4.2)$$

und

$$n = \frac{\frac{d\sigma_i}{d\varepsilon_i} \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{\sigma_{i+1} - \sigma_i - \frac{d\sigma_{i+1}}{d\varepsilon_{i+1}} \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)} > 0 \quad (4.3)$$

Die Spannungs/Dehnungs-Beziehungen werden in Bereiche unterteilt, zu deren funktionaler Beschreibung ein lokales Koordinatensystem σ^*, ε^* eingeführt wird:

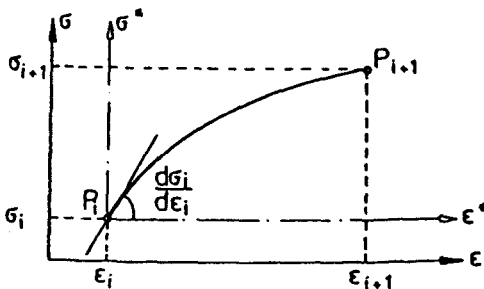


Bild 4.3: Koordinatensystem für die Berechnung der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung

Die Berechnung der Spannung σ zu einer vorgegebenen Dehnung ϵ erfolgt jeweils im 1. Quadranten des lokalen Koordinatensystems σ^*, ϵ^* ; das lokale Koordinatensystem σ^*, ϵ^* muß so orientiert werden, daß die Bedingung $d\sigma/d\epsilon > 0$ erfüllt wird. Die endgültige Spannung $\sigma(\epsilon)$ ergibt sich dann nach Gleichung (4.4):

$$\sigma(\epsilon) = \sigma_i + \sigma^*(\epsilon) \quad (4.4)$$

Die Bereichsgrenzen werden nach Gleichung (4.5) bis (4.7) im globalen Koordinatensystem durch temperaturabhängige Funktionen für den Dehnungs-, Spannungs- und zugehörigen Steigungsverlauf beschrieben. In den Gleichungen (4.5) bis (4.7) sind ϵ_0 , β_0 und \bar{E}_0 Konstanten, die das jeweilige Materialverhalten bei Raumtemperatur berücksichtigen, während die Summenausdrücke mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k die Temperaturabhängigkeit der Bereichsgrenzen beschreiben. Im Anhang sind die Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Beton, Baustahl und mehrere Beton- und Spannstahlsorten angegeben.

$$\epsilon_i(T) = \epsilon_0 \cdot \sum_{k=0}^3 a_k \cdot T^k \quad (4.5)$$

$$\sigma_i(T) = \beta_0 \cdot \sum_{k=0}^3 b_k \cdot T^k \quad (4.6)$$

$$\frac{d\sigma_i(T)}{d\epsilon_i(T)} = \bar{E}_0 \cdot \sum_{k=0}^3 c_k \cdot T^k \quad (4.7)$$

In den Bildern 4.4 und 4.5 werden Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs- Beziehung nach Gleichung (4.4) solchen Werten gegenübergestellt, die mit den Baustoffgleichungen unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte berechnet

wurden. Der punktiert gekennzeichnete Bereich wird durch Spannungs/Dehnungs-Werte eingeschlossen, die im Fall der durchgezogenen Linie einer konstant einwirkenden und im Fall der gestrichelten Linie einer kontinuierlich anwachsenden Spannung zuzuordnen sind. Insgesamt zeigt der Vergleich der berechneten Verformungswerte, daß das charakteristische temperaturabhängige Last-Verformungsverhalten von Beton und Spannstahl durch die gewählte Potenzfunktion gut wiedergegeben wird.

In verschiedenen Arbeiten /z.B. 17,18/ wird eine Spannungs/Dehnungs-Beziehung entsprechend Gleichung (4.4) nur im Fall ansteigender, d.h., größerwerdender Dehnungen benutzt. Für rückläufige Dehnungen werden die Spannungs/Dehnungs- Linien um eine Entlastungsfunktion erweitert. Aufgrund fehlender Versuchsergebnisse, die eine gesicherte Annahme über den Verlauf der Entlastungsfunktion erlauben, werden für die numerische Approximation häufig Annahmen getroffen, die sich in erster Näherung an die bei Normaltemperatur bekannten Verhältnisse anlehnen. Das bedeutet, daß die Entlastungsfunktion als Gerade mit der Steigung der zugehörigen temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs- Linie im Ursprung definiert wird und daß eine wiederholte Be- und Entlastung in diesem Bereich auf der gleichen Gerade stattfindet. In /19/ wurde für verschiedene Bauteile das Trag- und Verformungsverhalten bei Brandeinwirkung berechnet, wobei vergleichend Spannungs/Dehnungs- Beziehungen mit und ohne Entlastungsfunktion eingesetzt wurden. Die Vergleichsrechnungen ergaben eine sehr geringe Beeinflussung des Brandverhaltens der Bauteile durch die rechnerische Berücksichtigung der Entlastungsfunktion. Aufgrund der Ergebnisse aus /19/ erfolgt die spannungsmäßige Zuordnung für größerwerdende und für rückläufige Dehnungen jeweils nach Gleichung (4.4).

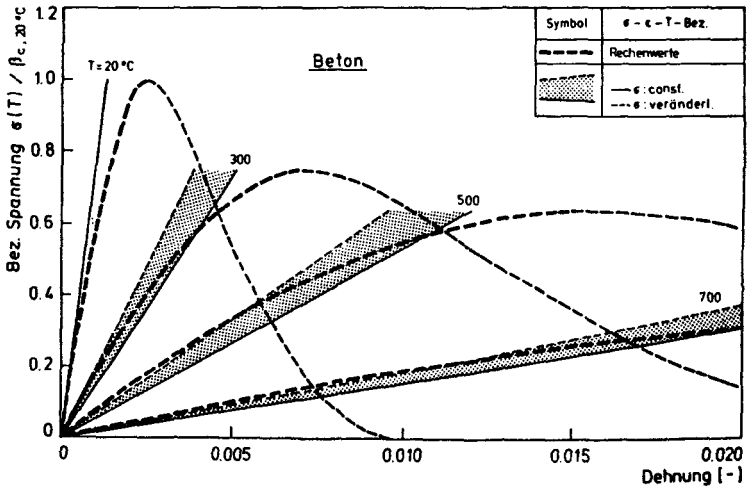


Bild 4.4: Vergleich von Spannungs/Dehnungs- Linien für Beton nach Gleichung (4.4) und Abschnitt 3.1

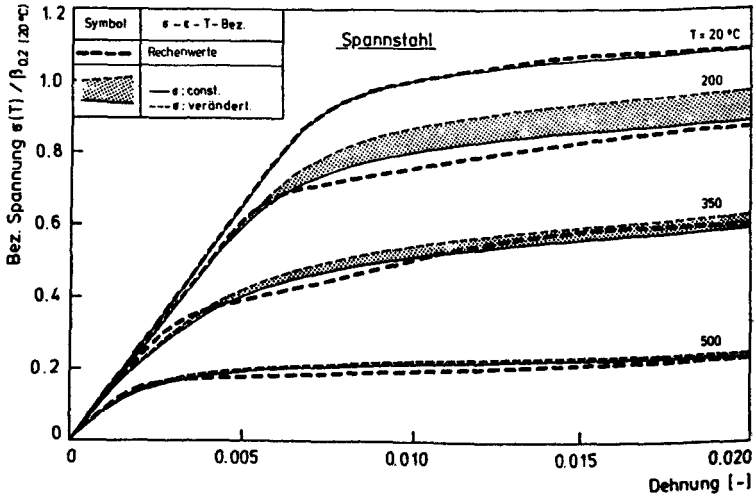


Bild 4.5: Vergleich von Spannungs/Dehnungs- Linien für Spannstahl nach Gl. (4.4) und Abschnitt 3.1

4.3 Baustoffe

In den Gleichungen (4.5) bis (4.7) werden die Konstanten ϵ_0 , β_0 und E_0 zur Beschreibung des Materialverhaltens bei Raumtemperatur benötigt. Bei der Festlegung dieser Konstanten muß unterschieden werden, ob

- die Berechnung im Zusammenhang mit einem Experiment durchgeführt wird oder
- die Berechnung dazu dient, auf rein analytischem Weg, d.h. ohne experimentelle Begleitung, das Brandverhalten des Bauteils zu bestimmen.

Im ersten Fall stehen die Berechnungen im Zusammenhang mit einem Brandversuch. In der Regel liegen dann die tatsächlichen Festigkeiten der im Bauteil enthaltenen Baustoffe vor. Sie werden aus den parallel zum Prüfkörper hergestellten Probekörpern ermittelt. Damit besteht die Möglichkeit, die Prüflast - und wenn der Brandversuch mit Hilfe von analytischen Rechenverfahren nachgerechnet werden soll, auch die Querschnittstragfähigkeit - aufgrund der tatsächlich vorliegenden Baustofffestigkeiten zu ermitteln.

Im zweiten Fall wird das Brandverhalten der Bauteile ausschließlich auf analytischem Weg bestimmt; d.h. sowohl die rechnerische Belastung des Bauteils als auch die Querschnittstragfähigkeit müssen aufgrund von Nennwerten der Festigkeiten der Baustoffe ermittelt werden.

In /20/ werden die in Ansatz zu bringenden Materialfestigkeiten für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und der Prüfkörperbelastung mit und ohne experimentelle Begleitung gegenübergestellt. Diese Angaben werden in /15/ um Rechenwerte für Spannstahl ergänzt sowie um Rechenwerte für Beton erweitert, da bei Spannbetonbauteilen als Bemessungs- und Konstruktionsnorm DIN 4227, bei Stahlbauten DIN 4114 (bis zur Neufassung der DIN 18 800

Teil 2), bei Stahlbetonbauteilen DIN 1045 und bei Verbundkonstruktionen DIN 18 806 maßgebend ist.

Im Bild 4.6 sind die Baustofffestigkeiten bei Raumtemperatur zusammengestellt, die für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und der Prüfkörperbelastung anzusetzen sind. Dabei wird unterschieden zwischen Berechnungen, die begleitend zu Brandversuchen durchgeführt werden, und solchen Berechnungen, die ohne zusätzliche Information durch parallel ablaufende Brandversuche ausgeführt werden.

	Rechenannahmen	
	Berechn. parallel zu Brandversuchen	Berechn. ohne begl. Br.-vers.
Querschnitts- tragfähigkeit		
Beton	$\text{vorh } \beta_R = 0.85 \cdot \beta_{w,t}$	$\beta_R = 0.85 \cdot \beta_{wH}$
Betonstahl	$\text{vorh } \beta_S = \beta_S$	β_S nach DIN 1045
Baustahl	$\text{vorh } \beta_S = f(\text{vorh } R_{eH})$	β_S n. DIN 18 800
Spannstahl	$\text{vorh } \beta_{0,2} : \text{Zulassung}$	$\beta_{0,2} : \text{Zulassung}$
Prüfkörper- belastung		
Beton	$\text{vorh } \beta_R = f_R \cdot \beta_{w,t}$ $f_R = 0.55 \dots 0.70$	β_R nach DIN 1045 bzw. DIN 4227
Betonstahl	$\text{vorh } \beta_S = \beta_S$	β_S nach DIN 1045
Baustahl	$\text{vorh } \beta_S = f(\text{vorh } R_{eH})$	β_S n. DIN 18 800
Spannstahl	$\text{vorh } \beta_{0,2} : \text{Zulassung}$	$\beta_{0,2} : \text{Zulassung}$

$\beta_{w,t}$: mittlere Würfeldruckfestigkeit (20 cm Würfel)

β_S : Mittelwert der Streckgrenze

R_{eH} : obere Steckgrenze nach DIN 17 100 (s./20/)

Bild 4.6: Baustofffestigkeiten bei Raumtemperatur

4.3.1 Beton

Im Bild 4.7 sind für Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag die Materialkennwerte bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt.

Baustoff	Konstanten		
	ϵ_0 [-]	β_0 [N/mm ²]	\bar{E}_0 [N/mm ²]
Beton mit überwiegend quarzh. Zuschlag	-10^{-3}	$\beta_R (z_0^\circ)$	$\beta_0 \cdot 10^9$

Bild 4.7: Baustoffkennwerte bei Raumtemperatur (Konstante) für die Gleichungen (4.5) bis (4.7)

Bild 4.8 zeigt σ - ϵ - T -Beziehungen für ausgewählte Temperaturen. Die zugehörige Liste mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k ist in Anhang A₁ dargestellt.

Die Spannungs/Dehnungs- Beziehungen sind über den Scheitelwert hinweg mit einem abfallenden Kurvenast berechnet. Dieser abfallende Ast kann nicht im instationären Kriechversuch gemessen werden, sondern er wird an Meßergebnissen von stationär erwärmten, verformungsgesteuerten Druckversuchen orientiert. Durch den abfallenden Kurvenast wird das bei niedrigen Temperaturen ($T < 300^\circ\text{C}$) vergleichsweise spröde Verhalten und das bei höheren Temperaturen ($T > 650^\circ\text{C}$) dagegen eher zähe Verhalten des Materials im Bruchzustand erfaßt.

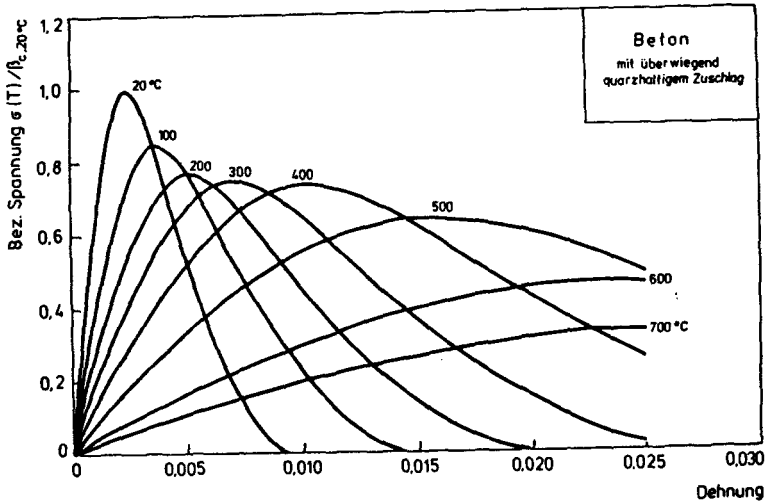


Bild 4.8: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs- Beziehung von Beton

Die rechnerische Berücksichtigung des hinter der Höchstspannung liegenden Teils der Spannungs/Dehnungs- Linie ergibt Vorteile bei der numerischen Lösung: weil es sich beim mathematischen Ansatz für die Spannungs/Dehnungs- Linie um eine stetige Funktion handelt, werden Oszillationen während der Iteration weitgehend unterdrückt /21/. Z.B. wird die numerische Stabilität bei der Ermittlung der Bruchmomente bei Brandeinwirkung dadurch vergrößert, daß auch solche Betonelemente im Querschnitt bei der Lastaufnahme aktiv bleiben, für die der Scheitelpunkt der Spannungs/Dehnungs- Linie überschritten ist. Der funktionale Verlauf des abfallenden Kurvenastes beeinflusst die temperaturabhängige Querschnittstragfähigkeit nur gering. Im Rahmen einer Parameterstudie wurde in /15/ festgestellt, daß horizontale bzw. gekappte Kurvenäste hinter der Höchstspannung die Versagenszeit um maximal vier Minuten verändern, verglichen mit der Versagenszeit, die mit der im Bild 4.8 dargestellten Spannungs/Dehnungs- Beziehung berechnet wurde ($t_v \approx 68$ Minuten). Große Unterschiede bei der Versagenszeit traten erst dann auf, wenn

Spannungs/Dehnungs- Beziehungen ohne abfallenden Kurvenast in der Rechnung benutzt wurden.

Die im ersten Augenblick als willkürlich erscheinende Zusammensetzung der Spannungs/Dehnungs- Beziehung aus Ergebnissen von instationären Kriechversuchen und stationären, verformungsgesteuerten Druckversuchen erhält ihre Berechtigung durch Versuchsbeobachtungen von brandbeanspruchten Bauteilen: beispielsweise zeigen ausreichend ausgetrocknete, druckbeanspruchte Stützen in der Regel in der Anfangsphase der Brandbeanspruchung keine Zerstörung in der äußeren Betonrandzone, obwohl in diesen Bereichen infolge der hohen Temperaturen die Festigkeit rasch abfällt und gleichzeitig dort infolge des hohen Temperaturgradienten eine deutliche Spannungskonzentration stattfindet.

4.3.2 Stahl

Die Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs- Beziehungen von Stahl werden über die Materialkennwerte für die Spannung β_0 und den Elastizitätsmodul E_0 der aktuellen Materialfestigkeit angepaßt. Eine abweichende Festigkeit gegenüber der Nennfestigkeit, auf die die dargestellten σ - ϵ -T-Beziehungen sowie die in den Anlagen abgedruckten Koeffizienten bezogen sind, wird mit Hilfe des in /22/ erläuterten Verfahrens bei der Berechnung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs- Beziehung berücksichtigt. Beim Transformationsverfahren in /22/ wird davon ausgegangen, daß für alle Festigkeitsklassen bei Temperatureinwirkung die gleiche prozentuale Verminderung des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit, bezogen auf die vorhandenen Werte bei Raumtemperatur, auftreten. Das Prinzip der Transformation aus /22/ wird im Bild 4.9 dargestellt.

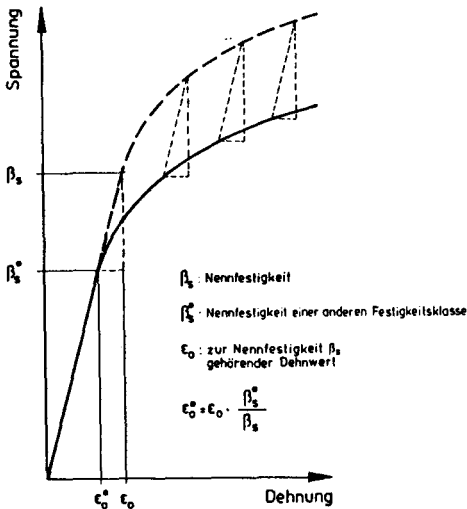


Bild 4.9: Berücksichtigung einer von der Nennfestigkeit abweichenden Festigkeit (Prinzip)

4.3.2.1 Baustahl

Im Bild 4.10 sind für Baustahl die Materialkennwerte bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt.

Baustoff	Konstanten		
	ϵ_0 [-]	β_0 [N/mm ²]	\bar{E}_0 [N/mm ²]
Baustahl St 37 und St 52 DIN 17 100	$\frac{210 \cdot \beta_s}{240 \cdot E_s}$	$\beta_s (20^\circ)$	E_s

Bild 4.10: Baustoffkennwerte bei Raumtemperatur (Konstante) für die Gleichungen (4.5) bis (4.7)

Bild 4.11 zeigt σ - ϵ -T-Beziehungen für ausgewählte Temperaturen. Die zugehörige Liste mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k ist im Anhang A₂ dargestellt.

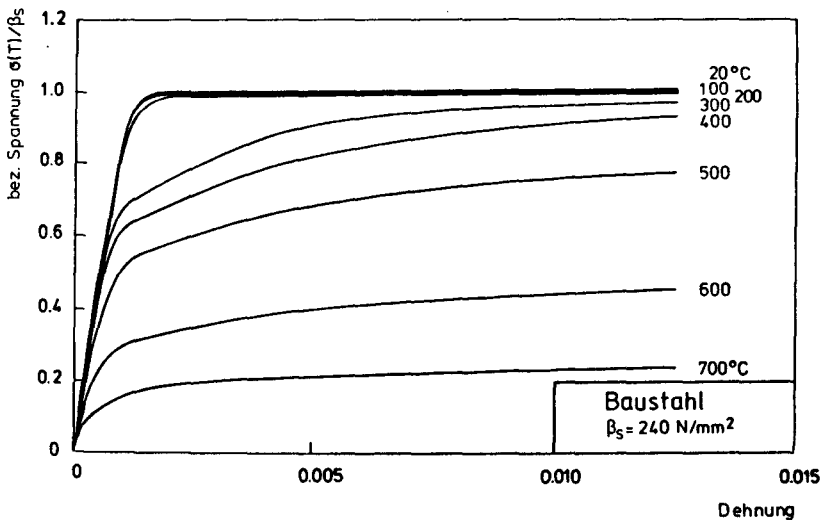


Bild 4.11: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Baustahl

4.3.2.2 Betonstahl

DIN 488 (9.84) unterscheidet zwischen Betonstabstahl (S), Betonstahlmatten (M) und Bewehrungsdraht. Alle Betonstahlsorten sind schweißgeeignet. Als Betonstabstahl werden die Sorten BSt 420 S und BSt 500 S geliefert. Die Betonstahlsorte BSt 420 S entspricht der bisherigen, mikrolegierten Betonstahlsorte BSt 420/500 RUS. Für die Betonstahlsorte BSt 420 S wurden Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung entwickelt.

Um auch für Bauteile, die mit den bisher genormten Betonstahlsorte BSt 420/500 RK und BSt 420/500 RU bewehrt sind, Rechengrundlagen zur Verfügung zu haben, werden auch für diese beiden Betonstahlsorten Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung zur Verfügung gestellt.

Im Bild 4.12 sind für die Betonstahlsorten BSt 420 S, BSt 420/500 RK und BSt 420/500 RU die Materialkennwerte bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt.

Baustoff	Konstanten		
	ε_0 [-]	β_0 [N/mm ²]	\bar{E}_0 [N/mm ²]
Betonstahl	$\frac{210 \cdot \beta_s}{420 \cdot E_s}$	$\beta_s (20^\circ)$	E_s

Bild 4.12: Baustoffkennwerte bei Raumtemperatur (Konstante) für Gleichung (4.5) bis (4.7)

Die Bilder 4.13 bis 4.15 zeigen σ - ε -T-Beziehungen für ausgewählte Temperaturen für die Betonstahlsorten BSt 420 S, BSt 420/500 RK und BSt 420/500 RU. Die zugehörigen Listen mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k sind im Anhang A₃, A₄ und A₅ dargestellt.

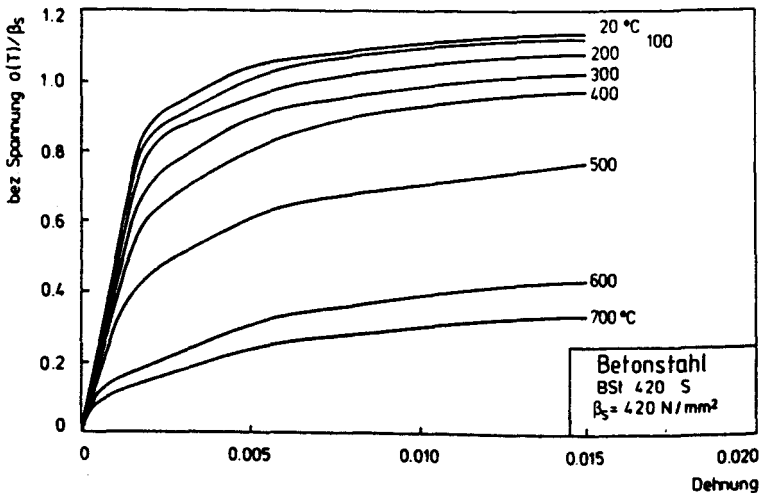


Bild 4.13: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Betonstahl BSt 420 S

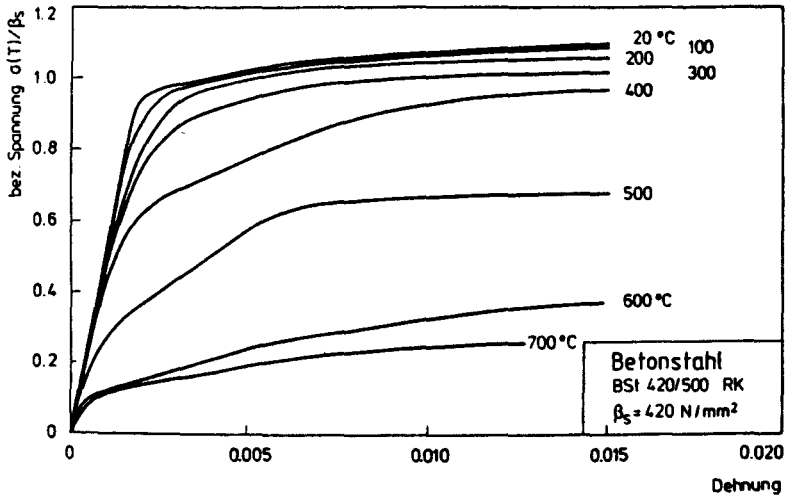


Bild 4.14: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Betonstahl BST 420/500 RK

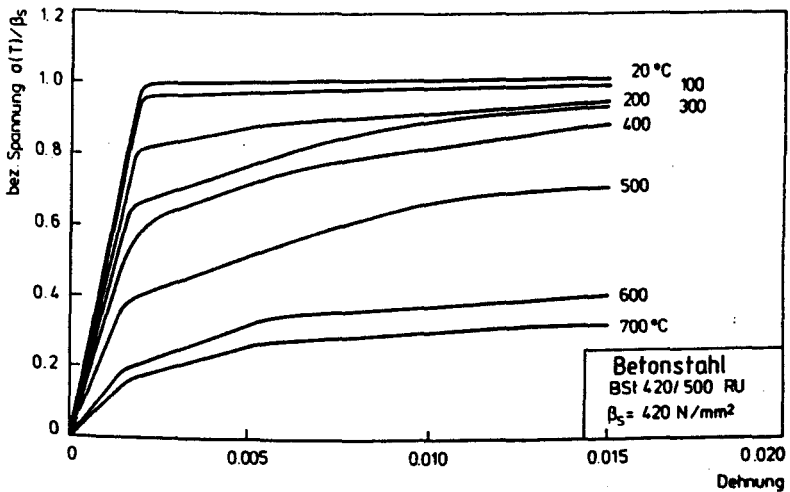


Bild 4.15: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Betonstahl BST 420/500 RU

4.3.2.3 Spannstahl

Beim Spannstahl wird sowohl für den Fall, daß die Berechnung parallel zu einem Brandversuch durchgeführt wird, wie für den Fall, daß die Berechnung ohne begleitenden Brandversuch ausgeführt wird, jeweils die in der Zulassung des Spannstahls angegebene Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze sowohl für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wie für die Ermittlung der Prüfkörperbelastung angesetzt (s. Bild 4.6). Durch diese Festlegung wird der überragende Einfluß des Ausgangswerkstoffs auf das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten des Spannstahls angemessen berücksichtigt. Bei Erwärmung des Spannstahls auf Temperaturen von über 200 °C gehen die Festigkeitserhöhungen verloren, die deutlich über der Nennfestigkeit des Spannstahls liegen. Sie leisten dann keinen nennenswerten Beitrag zur Querschnittstragfähigkeit und werden deshalb auch nicht bei der Ermittlung der Prüfkörperbelastung angesetzt.

Dieses Vorgehen wird in vergleichbarer Weise auch bei der Ermittlung der zulässigen Lasten von Verbundstützen aus Hohlprofilen und C- Profilen angewendet /23/. Bei diesen Stütztypen erwärmt sich bei Brandbeanspruchung der außenliegende, ungeschützte Stahlmantel sehr rasch, beult aus und trägt dann nur noch wenig zur Gesamttragfähigkeit der Stütze bei. Aus diesem Grund wird für den Rechenwert der Streckgrenze β_s der Hohl- und C- Profile bei der Ermittlung der zulässigen Lasten grundsätzlich der Mindestwert angenommen, der entsprechend der Stahlsorte in den Bemessungsvorschriften festgelegt ist.

Der Elastizitätsmodul von Spannstahl streut nur geringfügig, so daß der Berechnung der Mittelwert $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt wird.

Im Bild 4.16 sind die Materialfestigkeiten bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt. Es wird dabei unterschieden zwischen kaltgezo-

genem Spannstahl -Draht oder Litze- und vergütetem Spannstahl.

Baustoff	Konstanten		
	ϵ_0 [-]	β_0 [N/mm ²]	\bar{E}_0 [N/mm ²]
Spannstahl kaltgezogen Draht, Litze	$\frac{205 \cdot \beta_{0,2}}{1570 \cdot E_z}$	$\beta_{0,2}(20^\circ)$	E_z
Spannstahl vergütet Draht	$\frac{205 \cdot \beta_{0,2}}{1420 \cdot E_z}$	$\beta_{0,2}(20^\circ)$	E_z

Bild 4.16: Baustoffkennwerte bei Raumtemperatur (Konstante) für die Gleichungen (4.5) bis (4.7)

Die Bilder 4.17 bis 4.19 zeigen σ - ϵ -T-Beziehungen für ausgewählte Temperaturen für die Spannstahlarten St 1570/1770, kaltgezogen, Draht und Litze sowie für St 1420/1570, vergütet, Draht. Die zugehörigen Listen mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k sind im Anhang A₆, A₇ und A₈ dargestellt.

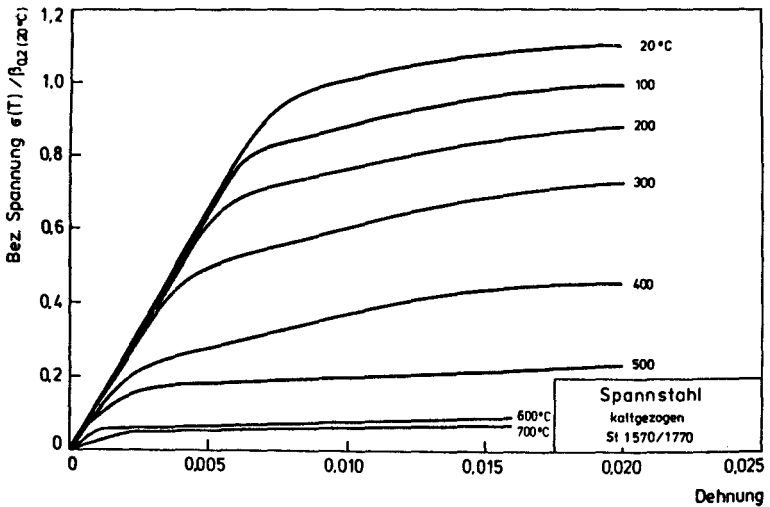


Bild 4.17: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs- Beziehung von Spanndraht St 1570/1770, kaltgezogen

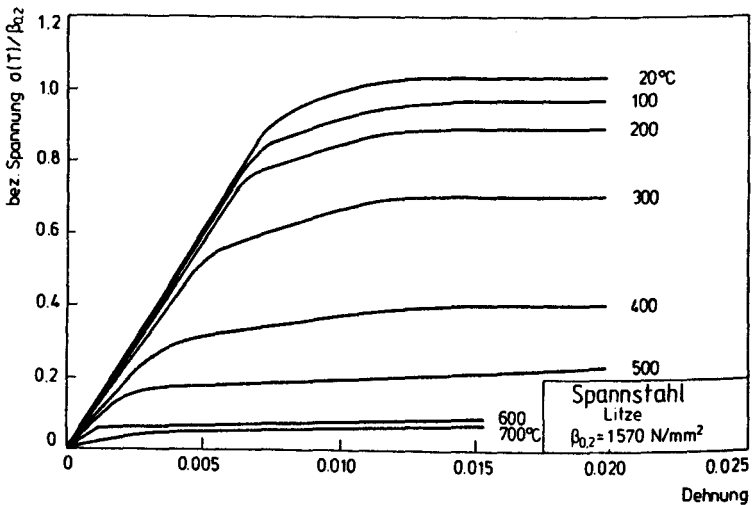


Bild 4.18: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs- Beziehung von Spannstahl-Litze St 1570/1770, kaltgezogen

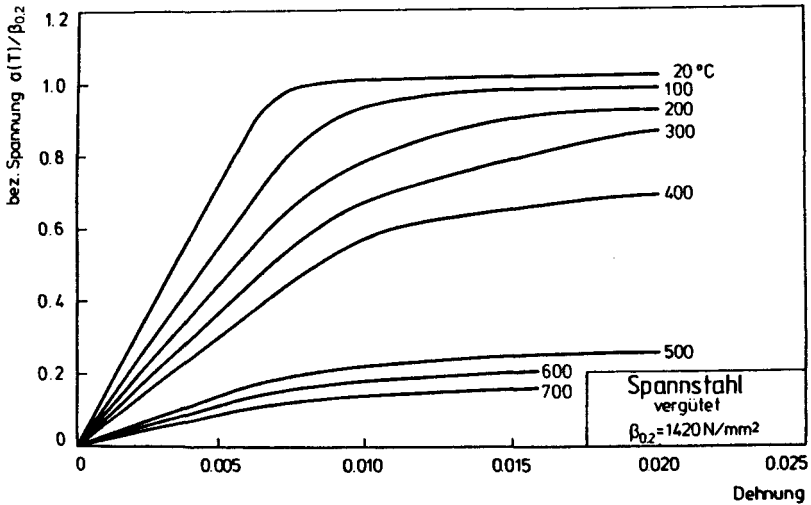


Bild 4.19: Rechenwerte der Spannungs/Dehnungs- Beziehung von Spanndraht St 1420/1570, vergütet

4.4 Thermische Dehnungen

Mit dem gleichen mathematischen Ansatz, mit dem im Abschnitt 4.2 die Temperaturabhängigkeit der Bereichsgrenzen im globalen Koordinatensystem beschrieben wird, werden die Rechengesetze für die thermische Dehnung von Beton, Baustahl, Betonstahl und Spannstahl formuliert (Gleichung (4.8)).

$$\epsilon_{th} = \sum e_k \cdot T^k \quad (k = 0 \dots 3) \quad (4.8)$$

Die Liste mit den Koeffizienten e_k ist im Anhang A₉ dargestellt. Im Bild 4.20 sind die Rechenwerte der thermischen Dehnung dargestellt.

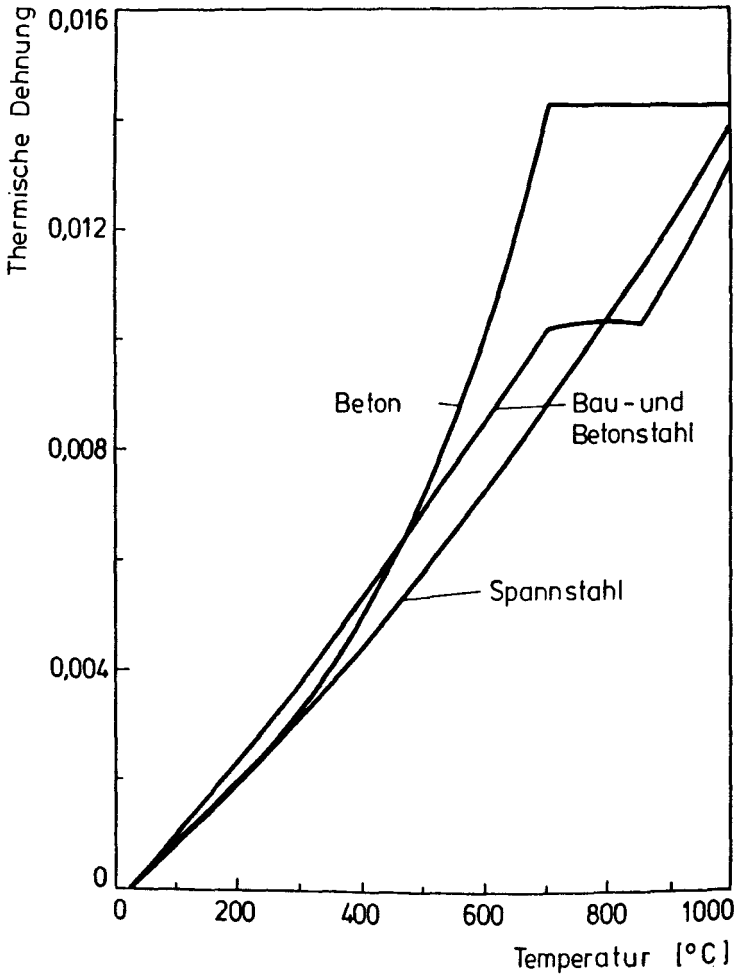


Bild 4.20: Rechenwerte der thermischen Dehnung von Beton, Baustahl, Betonstahl und Spannstahl

4.5 Zusammenfassung

Die im Abschnitt 4.3 vorgestellten Spannungs/Dehnungs-Beziehungen der wichtigsten Konstruktionsbaustoffe sind im Programmsystem STABA-F /24/ eingebaut und für die Nachrechnung von Brandversuchen eingesetzt worden. Die Übersicht im Bild 4.22 zeigt, daß das experimentell und rechnerisch festgestellte Trag- und Verformungsverhalten bisher für Bauteile aus

- Stahlbeton
- Stahlverbund
- bekleidetem und unbekleidetem Stahl sowie
- Spannbeton

verglichen worden ist. Es wurden Brandversuche an Balken und Stützen nachgerechnet. Bild 4.21 zeigt einen Vergleich der gemessenen und berechneten Versagenszeiten für Stützen /20/. Es wurden insgesamt 150 Stützen- Brandversuche nachgerechnet; dabei wurden hauptsächlich die Spannungs/Dehnungs- Beziehungen für Beton, Baustahl und Betonstahl überprüft.

Im Bericht A1 "Spannbetonbauteile unter Brandbeanspruchung - Versuche und theoretische Begleitung" werden experimentelle und rechnerische Ergebnisse von Brandversuchen an Spannbetonbauteilen vergleichend gegenübergestellt. Dabei werden die Spannungs/Dehnungs- Beziehungen für Spannstahl überprüft.

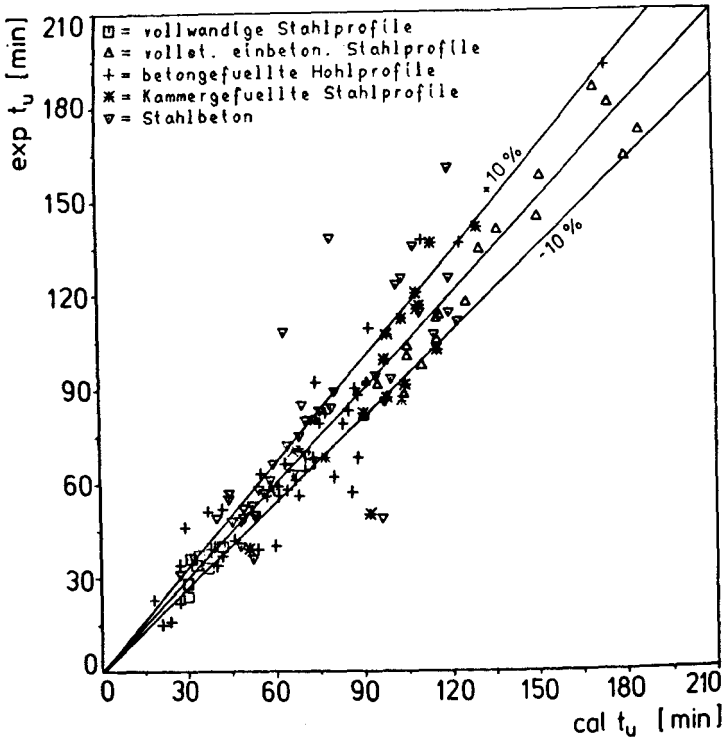


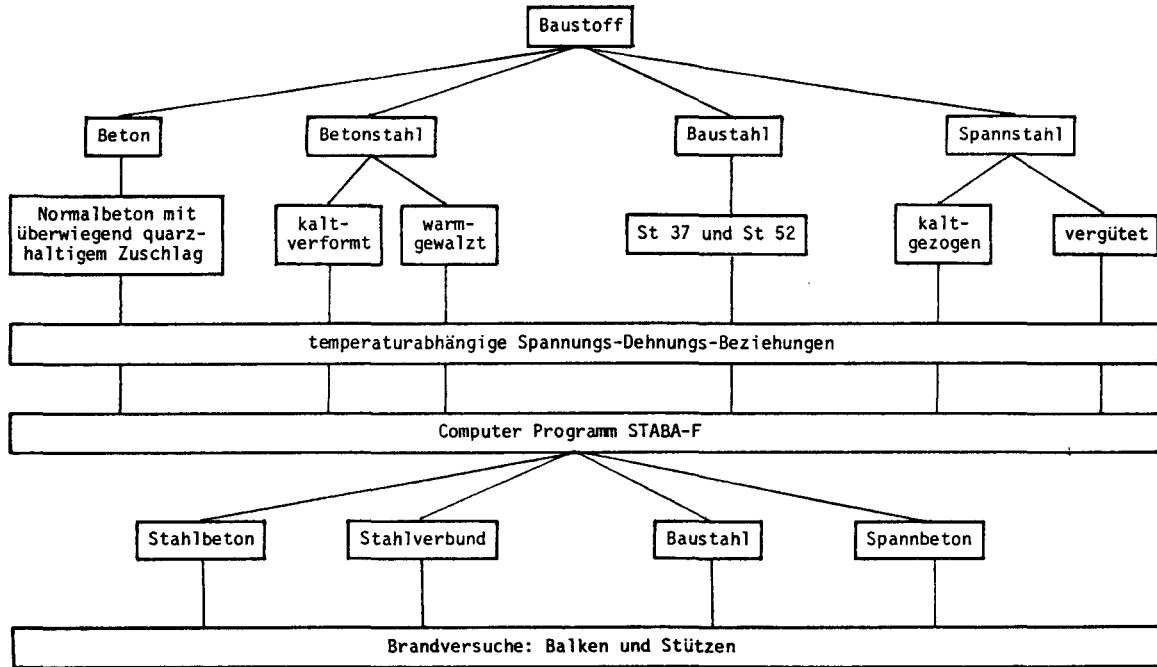
Bild 4.21: Vergleich gemessener ($\exp t_u$) und berechneter ($\text{cal } t_u$) Versagenszeiten von Stützen /20/

Die Bauteile waren während der Brandversuche gelenkig oder eingespannt gelagert. Ihre Längsdehnung wurde nicht behindert, so daß sich keine Zwangkräfte während der Brandbeanspruchung entwickeln konnten. Die Brandraumtemperaturentwicklung entsprach jeweils der Einheits- Temperaturzeit- Kurve (ETK) von DIN 4102 /25/ bzw. ISO 834 /26/. Noch nicht überprüft wurden die Spannungs/Dehnungs- Beziehungen für Brandversuche mit einer Abkühlphase oder einer Phase mit konstanter Temperatureinwirkung. Ebenso fehlt bisher eine Absicherung der Spannungs/Dehnungs- Beziehungen für Bauteile, die ohne Zerstörung den Brandversuch überstanden haben und für die die Resttragfähigkeit bestimmt werden soll.

Die entwickelten Spannungs/Dehnungs- Beziehungen sind geeignet, als Grundlage für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von stabförmigen Bauteilen während der Brandeinwirkungszeit zu dienen. Sie sind durch Nachrechnungen von Bauteilbrandversuchen überprüft und können relativ einfach in bestehende Programmsysteme eingebaut werden.

Trotz der bereits erfolgreich durchgeführten, umfangreichen Nachrechnungen von Brandversuchen sollen auch zukünftige Brandversuche zur Kontrolle der Spannungs/Dehnungs- Beziehungen herangezogen werden. Dabei sind besonders solche Brandversuche interessant, die mit sehr großer bzw. sehr kleiner Lastausnutzung durchgeführt werden. Diese Brandversuche erlauben die Überprüfung der Spannungs/Dehnungs- Beziehungen im Bereich besonders niedriger bzw. besonders hoher Temperaturen. Sofern der Vergleich zwischen Experiment und Rechnung unbefriedigend ausfällt werden die im Anhang zusammengestellten Koeffizienten bereichsweise verbessert.

Bild 4.22: Übersicht der eingebauten Baustoffe in STABA-F



5 Literatur

- /1/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton von 20 °C bis zum Schmelzen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 3, 1981
- /2/ Rudolph, K.: Über die Berechnung von zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbelastung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987
- /3/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 337, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1982
- /4/ Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Heft 2, Technische Universität Braunschweig, November 1973
- /5/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Technische Universität Braunschweig, 1979
- /6/ Schneider, U., et al.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Beiträge des Teilprojektes B3 in den Arbeitsberichten 1973 - 1974, 1975 - 1977, 1978 - 1980 und 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1974, 1977, 1980, und 1983
- /7/ Tussenbroeck, P.J. v., et al.: Brandproeven op voor- gespannen Betonliggers. CUR-Rapport 4 and 13, 1954 and 1958 (Rapport 13 in deutscher Übersetzung von H. Deutschmann abgedruckt: DAfStb, Heft 162, Berlin 1964)

- /8/ Hill, A.W.: The Influence of abnormal Temperatures on Prestressed Concrete Construction; General Report, First Congress of F.I.P., London 1953
- /9/ Dannenberg; Deutschmann; Melchior: Warmzerreiversuche mit Spannstählen; DAfStb, Heft 122, 1957
- /10/ Abrams, M.S.; Cruz, C.R.: The Behaviour at High Temperature of Steel Strand for Prestressed Concrete. Journal of the Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, No. 3, September 1961
- /11/ Jnische, W.; Wascheidt, H.: Warmkriechversuche an Spannstählen. Beitrag zur FIP- Tagung in Braunschweig, Juni 1965. Bauverlag GmbH., Wiesbaden, 1965
- /12/ Ruge, J., et al.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Beiträge des Teilprojekts B4 in den Arbeitsberichten 1975 - 1977, 1978 - 1980 und 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1977, 1980 und 1983
- /13/ Aurich, D.: Bruchvorgänge in metallischen Werkstoffen. Werkstofftechnische Verlagsanstalt m.b.H., Karlsruhe, 1983
- /14/ Grosch, J.: Grundlagen der technischen Wärmebehandlung von Stahl. Werkstofftechnische Verlagsgesellschaft m.b.H., Karlsruhe, 1981
- /15/ Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 1987

- /16/ Richter, E.: Ein numerischer Ansatz zur Formulierung eines aus Warmkriechversuchen abgeleiteten Stoffgesetzes für Beton unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte. Beitrag der Teilprojekte A/B im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1983
- /17/ Anderberg, Y.: Fire-exposed hyperstatic concrete structures - an experimental and theoretical study. Bulletin 55, Lund, Institute for Technology, 1976
- /18/ Franssen, J.-M.: Etude du comportement au feu des structures mixtes acier - beton. Dissertation. Université de Liege (Belgien), 1986
- /19/ Richter, E.: Verbesserte numerische Ansätze für die Verformungsberechnung thermisch beanspruchter Bauteile. Referat zur Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" in Braunschweig, 1977
- /20/ Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 1985
- /21/ Quast, U.: Stand der Forschungen zum Brandverhalten von Bauteilen und Ausblick. Vortrag im Rahmen der Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Braunschweig, 1983
- /22/ European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures; ECCS - Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam- Oxford- New York, 1983

- /23/ Haß. R.; Quast, U.: Brandverhalten von Verbundstützen mit Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützen/Riegel- Verbindungen. Projekt BMFT - Förderkennziffer BAU 6004/Studiengesellschaft P86 - Akt. 2.2, 1985

- /24/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984

- /25/ DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 1 - 3 und Teil 5 - 7: Ausgabe September 1977, Teil 4: Ausgabe März 1981

- /26/ ISO: "Fire Resistance Tests - Elements of Building Construction". International Standard 834, November 1975

Verzeichnis des Anhangs

- Anhang A₁: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Beton
- Anhang A₂: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Baustahl
- Anhang A₃: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Betonstahl
BSt 420 S
- Anhang A₄: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Betonstahl
BSt 420/500 RK
- Anhang A₅: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Betonstahl
BSt 420/500 RU
- Anhang A₆: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Spannstahl
St 1570/1770, kaltgezogen, Draht
- Anhang A₇: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Spannstahl
St 1570/1770, kaltgezogen, Litze
- Anhang A₈: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Spannstahl
St 1420/1570, vergütet, Draht
- Anhang A₉: Koeffizienten a_k , b_k und c_k für thermische
Dehnung von Beton, Baustahl, Betonstahl und
Spannstahl

Anhang A1: Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag

POINT	TEMPERATURE (°C)	COEFFICIENT	k			
			0	1	2	3
1	20. -1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. -1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 200.	c_k	-0.8694419E 00	0.7434811E-02	-0.3351184E-04	0.5684852E-07
	200. - 590.		-0.4799169E 00	0.1290412E-02	-0.1282263E-05	0.6198921E-09
	590. -1000.		-0.4040421E 00	0.1237232E-02	-0.1341404E-05	0.5034635E-09
2	20. - 590.	a_k	0.1997447E 01	0.2120375E-01	-0.5650079E-04	0.1336248E-06
	590. -1000.		0.3228959E 01	0.5300878E-01	-0.4305840E-04	0.1356240E-07
	20. - 470.	b_k	0.1051600E 01	-0.2746200E-02	0.8434999E-05	-0.8901701E-08
	470. -1000.		0.2541900E 01	-0.6048300E-02	0.5380300E-05	-0.1801800E-08
	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
3	20. - 590.	a_k	0.3170751E 01	0.3365886E-01	-0.8968943E-04	0.2121161E-06
	590. -1000.		0.5125653E 01	0.8414620E-01	-0.6835096E-04	0.2152897E-07
	20. - 470.	b_k	0.8346554E 00	-0.2179661E-02	0.6694863E-05	-0.7065285E-08
	470. -1000.		0.2017507E 01	-0.4800539E-02	0.4270347E-05	-0.1430090E-08
	20. - 200.	c_k	0.2898138E 00	-0.2478270E-02	0.1117061E-04	-0.1894951E-07
	200. - 590.		0.1599722E 00	-0.4301374E-03	0.4274209E-06	-0.2066307E-09
4	590. -1000.		0.1346807E 00	-0.4124108E-03	0.4471343E-06	-0.1678211E-09
	20. - 590.	a_k	0.7926875E 01	0.8414714E-01	-0.2242236E-03	0.5302902E-06
	590. -1000.		0.1281413E 02	0.2103655E 00	-0.1708774E-03	0.5382240E-07
	20. -1000.	b_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A2 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Baustahl

PUNKT NR.	TEMPERATUR-BEREICH [°C]	KOEFFIZIENT	0	1	2	3
1	20. - 1000.	a_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 1000.	b_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.9988300E 00	0.9000899E-04	-0.1583400E-05	0.0000000E 00
	200. - 500.		0.1021000E 01	-0.1395400E-03	-0.1123400E-05	0.5201000E-09
	500. - 600.		0.1968400E 01	-0.2460000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 700.		0.6634099E 00	-0.2850200E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.1052100E 01	-0.8403300E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
2	20. - 400.	a_k	0.8652599E 00	-0.2631600E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	400. - 700.		0.1546700E 01	-0.1966700E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.1700000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.7562599E 00	-0.1641800E-03	-0.1195500E-05	0.2938000E-09
	200. - 400.		0.7600099E 00	-0.2085100E-03	-0.1244000E-05	0.1047800E-08
	400. - 500.		0.1222100E 01	-0.9285101E-03	-0.3247000E-05	0.3332300E-08
	500. - 600.		0.1460300E 01	0.2536400E-04	-0.8322300E-05	0.7773998E-08
	600. - 700.		0.6625700E 00	-0.3781600E-03	-0.1372900E-05	0.1003000E-08
	700. - 1000.		0.2067000E 00	-0.1967000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.9988300E 00	0.9000899E-04	-0.1583400E-05	0.0000000E 00
	200. - 500.		0.1021000E 01	-0.1395400E-03	-0.1123400E-05	0.5201000E-09
	500. - 600.		0.1968400E 01	-0.2460000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 700.		0.6634099E 00	-0.2850200E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.1400930E 01	-0.1338700E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
3	20. - 1000.	a_k	0.2000000E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.1000900E 01	-0.7838801E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 325.		0.3162800E 01	-0.1945400E-01	0.5240700E-04	-0.4787600E-07
	325. - 475.		0.1511000E 01	-0.5128001E-02	0.1176300E-04	-0.1034300E-07
	475. - 650.		-0.8352301E 01	0.5231900E-01	-0.9814600E-04	0.5845499E-07
	650. - 700.		0.2393800E 01	-0.6339300E-02	0.5893799E-05	-0.1917600E-08
	700. - 1000.		0.5517000E 00	-0.5216700E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.1800000E-01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 300.		-0.1070000E 00	0.6250000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	300. - 700.		0.1499200E 00	-0.2707800E-03	0.1332200E-06	-0.6932200E-11
	700. - 1000.		0.6600000E-01	-0.6100000E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A2 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Baustahl (Fortsetzung)

PUNKT NR.	TEMPERATUR- BEREICH [°C]	KOEFFI- ZIENT	0	1	2	3
4	20. - 1000.	a_k	0.6000000E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 225.	b_k	0.1004700E 01	-0.6643901E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	225. - 425.		0.1167100E 01	-0.7925300E-03	-0.5026100E-07	0.0000000E 00
	425. - 525.		0.8721000E 00	-0.2767500E-02	0.1398100E-04	-0.1825000E-07
	525. - 700.		0.1992100E 01	0.6520200E-03	-0.1101600E-04	0.9232499E-08
	700. - 1000.		0.6337000E 00	-0.5937000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.7000000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 225.		-0.1330000E-01	0.6999999E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	225. - 230.		-0.1573000E 00	0.7099999E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	230. - 300.		-0.4000001E-01	0.2000000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	300. - 550.		-0.8297601E-01	0.5800700E-03	-0.8741901E-06	0.2693000E-09
	550. - 700.		0.2657700E 00	-0.9012601E-03	0.1030700E-05	-0.3934200E-09
	700. - 1000.		0.1433000E-01	-0.1333000E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
5	20. - 1000.	a_k	0.2000000E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.1011300E 01	-0.6666701E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 205.		0.1138000E 01	-0.7000001E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	205. - 230.		0.1015000E 01	-0.1000000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	230. - 250.		0.1095500E 01	-0.4500001E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 400.		0.1033000E 01	-0.2000200E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	400. - 600.		-0.4939201E-01	0.5786600E-02	-0.8201601E-05	0.0000000E 00
	600. - 700.		0.4690100E 01	-0.1116000E-01	0.6878099E-05	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.1442250E 01	-0.2642460E-02	0.1540800E-05	-0.2889580E-09
	20. - 1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A3 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Betonstahl BSt 420 S

PUNKT NR.	TEMPERATUR-BEREICH [°C]	KOEFFIZIENT	0	1	2	3
1	20. -1000.	a_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	b_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 400.	c_k	0.1009500E 01	-0.4697600E-03	-0.1800600E-06	-0.7307400E-09
	400. - 600.		-0.3585800E 01	0.4097500E-01	-0.8590501E-04	0.3760100E-07
	600. -1000.		0.1138000E 01	-0.1038000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
2	20. - 400.	a_k	0.1407010E 01	-0.1138620E-03	-0.3157090E-06	-0.4464971E-08
	400. - 600.		0.8996489E 01	-0.4835110E-01	0.1005780E-03	-0.7380471E-07
	600. -1000.		0.6348510E 00	-0.6348511E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 600.	b_k	0.7057400E 00	-0.1609740E-03	-0.1807140E-05	0.4714059E-09
	600. -1000.		0.3084900E 00	-0.3689691E-03	0.2607390E-06	0.0000000E 00
	20. - 400.	c_k	0.1009500E 01	-0.4697600E-03	-0.1800600E-06	-0.7307400E-09
3	400. - 600.		-0.3585800E 01	0.4097500E-01	-0.8590501E-04	0.3760100E-07
	600. -1000.		0.1138000E 01	-0.1038000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	a_k	0.4378280E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 400.	b_k	0.1026640E 01	-0.5703780E-03	0.1055690E-05	-0.3183860E-08
	400. - 600.		-0.3485830E 01	0.2709440E-01	-0.5416691E-04	0.3247560E-07
	600. -1000.		0.6708189E 00	-0.6422760E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
4	20. - 200.	c_k	0.9642099E-01	0.2199100E-03	-0.2099500E-05	0.2583500E-08
	200. - 400.		-0.5819500E-01	0.6565800E-03	0.8074300E-06	-0.3541000E-08
	400. - 600.		-0.2467400E 00	0.2481700E-02	-0.3524700E-05	0.3828400E-08
	600. -1000.		0.1887600E 00	-0.1807300E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	a_k	0.8756569E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 400.	b_k	0.1094270E 01	0.7332150E-04	-0.2442560E-05	0.2766310E-08
5	400. - 600.		-0.4828601E 01	0.3703789E-01	-0.7564110E-04	0.4728319E-07
	600. -1000.		0.8848000E 00	-0.8471140E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 400.	c_k	0.2101900E-01	0.5254400E-04	-0.2882800E-06	0.6941999E-09
	400. - 600.		0.7130100E 00	-0.3705200E-02	0.6615000E-05	-0.3890500E-08
	600. -1000.		0.7271199E-01	-0.6961801E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	a_k	0.1751310E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
5	20. - 400.	b_k	0.1138200E 01	0.2970540E-04	-0.2030700E-05	0.2370460E-08
	400. - 600.		-0.2192400E 01	0.1941100E-01	-0.3608060E-04	0.1840470E-07
	600. -1000.		0.1035390E 01	-0.9913752E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A₁ Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Bez. von Betonstahl BSt 420/500 RK

PUNKT NR.	TEMPERATUR-BEREICH [°C]	KOEFFIZIENT	0	1	2	3
1	20. - 1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 600.	c_k	0.1004300E 01	-0.2066800E-03	-0.5036901E-06	0.000000E 00
	600. - 640.		0.3684000E 01	-0.4975000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	640. - 1000.		0.6866699E 00	-0.2916700E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
2	20. - 200.	a_k	0.1712600E 01	-0.4390000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	200. - 400.		0.9039999E 00	-0.3470000E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 500.		0.3310400E 01	-0.6363001E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	500. - 600.		0.6303999E 00	-0.1003000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	600. - 1000.		0.2860000E-01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.8599899E 00	-0.2381500E-02	0.2234500E-07	0.1103600E-08
	200. - 400.		0.4539800E 00	-0.2678000E-03	-0.1918000E-06	0.8745399E-10
	400. - 500.		0.1662000E 01	-0.3536500E-02	-0.1761700E-06	0.1602100E-08
	500. - 600.		0.3167400E 00	-0.5691100E-03	-0.5515300E-07	0.2527299E-09
	600. - 1000.		0.1621700E-01	-0.9638901E-05	-0.1631700E-08	0.7043900E-12
	20. - 600.	c_k	0.1004300E 01	-0.2066800E-03	-0.5036901E-06	0.000000E 00
	600. - 640.		0.3684000E 01	-0.4975000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	640. - 1000.		0.6866699E 00	-0.2916700E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
3	20. - 1000.	a_k	0.5000000E 01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 300.	b_k	0.1020100E 01	-0.1113900E-03	0.7038100E-06	-0.4081700E-08
	300. - 600.		0.2331800E 01	-0.8957801E-02	0.1967700E-04	-0.1760700E-07
	600. - 1000.		0.5197500E 00	-0.4697500E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 400.	c_k	0.4015099E-01	-0.1365700E-04	0.1940800E-07	0.7714099E-09
	400. - 600.		-0.7793500E 00	0.2330600E-02	0.1879600E-05	-0.5725300E-08
	600. - 1000.		0.5421499E 00	-0.1490500E-02	0.1414510E-05	-0.4483180E-09
4	20. - 1000.	a_k	0.1000000E 02	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 400.	b_k	0.1070700E 01	-0.7534500E-04	0.1383700E-06	-0.2159800E-08
	400. - 600.		0.1375800E 01	-0.3817300E-03	-0.1024600E-05	-0.2096900E-08
	600. - 1000.		0.1252900E 01	-0.2449200E-02	0.1842400E-05	-0.5704600E-09
	20. - 400.	c_k	0.1030500E-01	0.1160500E-03	-0.1099800E-05	0.2349600E-08
	400. - 600.		0.3601699E 00	-0.8922601E-03	-0.6290901E-06	0.2012300E-08
	600. - 1000.		0.7593199E 00	-0.2315900E-02	0.2779700E-05	-0.1014600E-08
5	20. - 1000.	a_k	0.1500000E 02	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 400.	b_k	0.1094640E 01	-0.7083600E-05	-0.1065400E-05	0.6817999E-09
	400. - 600.		0.1823660E 01	-0.1338800E-02	-0.2445100E-05	0.1072900E-08
	600. - 1000.		0.2204600E 01	-0.5406501E-02	0.4830100E-05	-0.1535500E-08
	20. - 1000.	c_k	0.0000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00

Anhang A5 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Bez. von Betonstahl BSt 420/500 RU

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFI- CIENT	k			
			0	1	2	3
1	20. -1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. -1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 100.	c_k	0.1007850E 01	-0.3925000E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	100. - 400.		0.1069220E 01	-0.1006300E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 600.		0.3105300E 01	-0.1419000E-01	0.2921300E-04	-0.2246900E-07
	600. -1000.		0.6178199E 00	-0.6052500E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
2	20. - 150.	a_k	0.1890290E 01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	150. - 400.		0.2197690E 01	-0.2049180E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. -1000.		0.1377990E 01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 100.	b_k	0.9325679E 00	-0.3710960E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	100. - 250.		0.6796670E 00	0.553389E-02	-0.3855090E-04	0.6594600E-07
	250. - 400.		0.1071820E 01	-0.1531220E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 600.		0.2472380E 01	-0.1178510E-01	0.2413010E-04	-0.1811420E-07
	600. -1000.		0.4290020E 00	-0.4203420E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 100.	c_k	0.1007850E 01	-0.3925000E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	100. - 400.		0.1069220E 01	-0.1006300E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 600.		0.3105300E 01	-0.1419000E-01	0.2921300E-04	-0.2246900E-07
	600. -1000.		0.6178199E 00	-0.6052500E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
3	20. -1000.	a_k	0.5299979E 01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 250.	b_k	0.1006690E 01	-0.4691290E-05	-0.3051430E-05	0.000000E 00
	250. - 500.		0.2047650E 01	-0.1100380E-01	0.3261139E-04	-0.3336221E-07
	500. - 550.		0.8279849E 00	-0.5999741E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	550. - 600.		0.2324070E 01	-0.3320200E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	600. -1000.		0.5133250E 00	-0.1513680E-04	-0.4786760E-06	0.000000E 00
	20. - 150.	c_k	0.5749900E-02	-0.1767000E-04	0.1238600E-06	0.3074800E-08
	150. - 300.		-0.6689601E-01	0.4684899E-03	0.1188300E-05	-0.4103100E-08
	300. - 450.		0.6981899E-01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	450. - 500.		0.1554200E-01	0.1206200E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	500. - 600.		0.7585199E-01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	600. -1000.		0.1817800E 00	-0.1765500E-03	0.000000E 00	0.000000E 00

Anhang A₅ Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Bez. von Betonstahl BST 420/500 RU (Fortsetzung)

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFI- CIENT	k			
			0	1	2	3
4	20. -1000.	a_k	0.1271990E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.1018550E 01	-0.7644191E-04	-0.1649850E-05	0.0000000E 00
	200. - 400.		0.1297540E 01	-0.4077961E-02	0.1531020E-04	-0.1961970E-07
	400. - 500.		0.6456499E 00	0.2264810E-02	-0.4320211E-05	0.0000000E 00
	500. - 600.		-0.1232870E 01	0.5293899E-02	0.4363559E-05	-0.1445540E-07
	600. -1000.		-0.1266840E 00	0.2978500E-02	-0.4580411E-05	0.1760720E-08
	20. - 200.	c_k	0.2747800E-02	-0.4444200E-04	0.4962500E-06	0.0000000E 00
	200. - 300.		0.1371000E-01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	300. - 450.		-0.3859200E 00	0.2702300E-02	-0.5763701E-05	0.4001899E-08
	450. - 500.		0.1643500E 00	-0.3038000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	500. - 700.		0.1245000E-01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 900.		0.1904900E 00	-0.4111200E-03	0.2239500E-06	0.0000000E 00
	900. -1000.		0.1881000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
5	20. -1000.	a_k	0.2119990E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 300.	b_k	0.1023980E 01	-0.2000020E-03	0.1803360E-06	0.0000000E 00
	300. - 400.		0.1095890E 01	-0.4397730E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	400. - 500.		0.1719720E 01	-0.1999300E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	500. - 600.		-0.3626920E 01	0.1840490E-01	-0.1942180E-04	0.0000000E 00
	600. -1000.		0.1006270E 01	-0.9702650E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A₈ Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs-/Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen, Draht

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFICIENT	0	1	2	3
1	20. - 1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 600.	c_k	0.1009600E 01	-0.5203901E-03	0.1725000E-05	-0.4182301E-08
	600. - 700.		0.2005000E 01	-0.2650000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	700. - 1000.		0.4031700E 00	-0.3616700E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
2	20. - 200.	a_k	0.6164300E 01	-0.8411901E-03	-0.3280801E-04	0.1708500E-07
	200. - 400.		0.8221998E 01	-0.1700800E-01	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 600.		0.9877000E 00	0.3135100E-02	-0.5175601E-05	0.000000E 00
	600. - 1000.		0.1020000E 01	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.8125499E 00	-0.5262900E-03	-0.2874600E-05	0.000000E 00
	200. - 400.		0.1034600E 01	-0.2211500E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	400. - 600.		0.1917700E 00	0.1456100E-03	-0.6251100E-06	0.000000E 00
	600. - 700.		0.2582000E 00	-0.3400000E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
	700. - 1000.		0.5222200E-01	-0.4642901E-04	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 600.	c_k	0.1009600E 01	-0.5203901E-03	0.1725000E-05	-0.4182301E-08
	600. - 700.		0.2005000E 01	-0.2650000E-02	0.000000E 00	0.000000E 00
	700. - 1000.		0.4031700E 00	-0.3616700E-03	0.000000E 00	0.000000E 00
3	20. - 1000.	a_k	0.1000000E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 300.	b_k	0.1047100E 01	-0.2262800E-02	0.7257099E-05	-0.1556100E-07
	300. - 400.		0.1279800E 00	0.4495800E-02	-0.9726900E-05	0.0000000E 00
	400. - 500.		0.4420899E 01	-0.2037800E-01	0.3262299E-04	-0.1749800E-07
	500. - 600.		0.8024000E 00	-0.1204000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.1880000E 00	-0.1800000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 300.	c_k	0.1482900E 00	0.2839200E-03	-0.3730100E-05	0.9337899E-08
	300. - 500.		-0.3263200E 01	0.2562700E-01	-0.6159201E-04	0.4702100E-07
	500. - 600.		0.9189999E-01	-0.1240000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.4149999E-01	-0.4000001E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
4	20. - 1000.	a_k	0.2000000E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 400.	b_k	0.1124400E 01	-0.1713200E-02	0.4643999E-05	-0.1139200E-07
	400. - 500.		0.5246099E 01	-0.2362900E-01	0.3676800E-04	-0.1910100E-07
	500. - 600.		0.9158800E 00	-0.1359800E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.2350000E 00	-0.2250000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A7 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen, Litze

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFI- CIENT	0	1	2	3
1	20. - 1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 270.	c_k	0.1011400E 01	-0.6208201E-03	0.2542200E-05	-0.6305500E-08
	270. - 350.		-0.1634300E 00	0.6079500E-02	-0.1238100E-05	-0.2457900E-07
	350. - 600.		0.1348900E 01	-0.3713900E-02	0.8883299E-05	-0.8808701E-08
	600. - 700.		0.2005000E 01	-0.2650000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.4031700E 00	-0.3616700E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
2	20. - 200.	a_k	0.6615999E 01	-0.1566970E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	200. - 350.		0.4305440E 01	0.3088410E-01	-0.1044920E-03	0.0000000E 00
	350. - 600.		0.3808510E 01	-0.3766360E-02	-0.1433540E-05	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.1057740E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.8313999E 00	-0.7335100E-03	0.2552400E-05	-0.6854701E-08
	200. - 270.		0.5287700E 00	0.3570600E-02	-0.1273400E-04	0.0000000E 00
	270. - 350.		0.3487999E 00	0.4781299E-02	-0.1473600E-04	0.0000000E 00
	350. - 600.		0.4375700E 00	-0.6116100E-03	-0.4961800E-07	0.0000000E 00
	600. - 700.		0.2582000E 00	-0.3400000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.5222200E-01	-0.4642901E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 270.	c_k	0.1011400E 01	-0.6208201E-03	0.2542200E-05	-0.6305500E-08
	270. - 350.		-0.1634300E 00	0.6079500E-02	-0.1238100E-05	-0.2457900E-07
	350. - 600.		0.1348900E 01	-0.3713900E-02	0.8883299E-05	-0.8808701E-08
	600. - 700.		0.2005000E 01	-0.2650000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	700. - 1000.		0.4031700E 00	-0.3616700E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
3	20. - 1000.	a_k	0.1025640E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.1024900E 01	-0.1108600E-02	0.1163400E-05	0.0000000E 00
	200. - 270.		0.4853600E 00	0.4396399E-02	-0.1379200E-04	0.0000000E 00
	270. - 320.		-0.1358800E 01	0.1600800E-01	-0.3075700E-04	0.0000000E 00
	320. - 350.		0.3212000E 00	-0.5717801E-02	0.4757000E-04	-0.8389301E-07
	350. - 500.		0.2880200E 01	-0.8421700E-02	0.2437600E-05	0.7410899E-08
	500. - 600.		0.8024000E 00	-0.1204000E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.1880000E 00	-0.1800000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 300.	c_k	0.1943000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	300. - 320.		0.1372000E 01	-0.3925500E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	320. - 350.		0.1157900E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	350. - 500.		0.3159699E 00	-0.5719301E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	500. - 600.		0.9189999E-01	-0.1240000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	600. - 1000.		0.4149999E-01	-0.4000001E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A7 Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen, Litze (Fortsetzung)

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFICIENT	0	1	2	3
I	I	I	I	I	I	I
I	20. -1000.	a_k	0.2051280E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
I	20. - 200.	b_k	0.1049700E 01	-0.7833301E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
I	200. - 320.	I	0.1062000E 01	-0.1559900E-03	-0.3444600E-05	0.0000000E 00
4	320. - 400.	I	-0.3183000E 00	0.8083099E-02	-0.1571000E-04	0.0000000E 00
I	400. - 500.	I	-0.2174200E 00	0.8779699E-02	-0.2720900E-04	0.2289500E-07
I	500. - 600.	I	0.9158800E 00	-0.1359800E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
I	600. -1000.	I	0.2350000E 00	-0.2250000E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
I	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A₈ Koeffizienten a_k , b_k und c_k zur Ermittlung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1420/1570, vergütet, Draht

POINT	TEMPERATURE [°C]	COEFFI- CIENT	0	1	2	3
1	20. -1000.	a_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. -1000.	b_k	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00	0.000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.1094600E 01	-0.5159500E-02	0.2229300E-04	-0.4209600E-07
	200. - 400.		0.8802199E 00	-0.1473000E-02	0.8004399E-06	0.0000000E 00
	400. - 500.		0.6298900E 00	0.8285500E-03	-0.3389000E-05	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.3738900E 00	-0.3542200E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
2	20. - 100.	a_k	0.5861910E 01	0.8092249E-02	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	100. - 150.		0.8577139E 01	-0.1906030E-01	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	150. - 400.		0.5718100E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	400. - 500.		0.1714860E 02	-0.4381210E-01	0.3809109E-04	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.4765079E 01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 100.	b_k	0.9266770E 00	-0.3122130E-02	0.1385470E-04	-0.2151600E-07
	100. - 150.		0.1262530E 01	-0.6891411E-02	0.1782660E-04	-0.2024550E-07
	150. - 400.		0.7455729E 00	-0.1402700E-02	0.1259620E-05	-0.6268220E-09
	400. - 500.		0.1634330E 01	-0.4113710E-02	0.2231590E-05	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.2572100E 00	-0.2436780E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	0.1094600E 01	-0.5159500E-02	0.2229300E-04	-0.4209600E-07
	200. - 400.		0.8802199E 00	-0.1473000E-02	0.8004399E-06	0.0000000E 00
	400. - 500.		0.6298900E 00	0.8285500E-03	-0.3389000E-05	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.3738900E 00	-0.3542200E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
3	20. -1000.	a_k	0.1143620E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	b_k	0.1009150E 01	0.3191380E-03	-0.1059570E-04	0.2237210E-07
	200. - 400.		0.9463199E 00	0.2036700E-03	-0.5295650E-05	0.6688100E-08
	400. - 500.		0.1960930E 01	-0.3062050E-02	-0.7995651E-06	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.4398950E 00	-0.4197580E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 200.	c_k	-0.1052800E-01	0.1523700E-02	-0.1087400E-04	0.4305399E-07
	200. - 300.		-0.2689101E 00	0.6597499E-02	-0.2902800E-04	0.3922300E-07
	300. - 400.		0.4176500E 00	-0.1068800E-02	0.6649100E-06	0.0000000E 00
	400. - 500.		-0.2406700E 01	0.1166800E-01	-0.1352500E-04	0.0000000E 00
	500. -1000.		0.8722000E-01	-0.8234000E-04	0.0000000E 00	0.0000000E 00
4	20. -1000.	a_k	0.1906030E 02	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. - 300.	b_k	0.1022400E 01	-0.2135240E-03	-0.2162120E-05	0.3449270E-08
	300. - 500.		0.2573250E 01	-0.1437350E-01	0.4288209E-04	-0.4681041E-07
	500. -1000.		0.4900050E 00	-0.4685241E-03	0.0000000E 00	0.0000000E 00
	20. -1000.	c_k	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00

Anhang A₉ Koeffizienten ϵ_k zur Ermittlung der Rechenwerte
der thermischen Dehnung von Beton, Baustahl,
Betonstahl und Spannstahl

BAUSTOFF	TEMPERATURE		ϵ_k			
	[°C]		0	1	2	3
BETON	20. - 590.	-0.2079000E-03	0.1083000E-04	-0.2302000E-07	0.7907000E-10	
	590. - 1000.	0.1440000E-01	0.0000000E 00	0.0000000E 00	0.0000000E 00	
BETON- STAHL	20. - 700.	-0.2332785E-03	0.1150790E-04	0.7887982E-08	-0.4336340E-11	
	700. - 850.	-0.5450001E-03	0.2760000E-04	-0.1750000E-07	0.4376779E-21	
BAU- STAHL	850. - 1000.	-0.1200000E-03	0.5850000E-05	0.7499999E-08	0.4817000E-22	
SPANNSTAHL	20. - 1000.	-0.2042200E-03	0.1013130E-04	0.3985000E-08	0.0000000E 00	

Spannbetonbauteile unter Brandbeanspruchung
- Versuche und theoretische Begleitung -

von

Dipl.-Ing. E. Richter

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	3
2. Brandversuch	7
2.1 Angaben über die Versuchskörper	8
2.1.1 Herstellung, Querschnittswerte und Vorspannung	8
2.1.2 Baustoffkennwerte	11
2.1.3 Temperaturmeßquerschnitte	12
2.1.4 Verformungsmessungen	14
2.2 Versuchsdurchführung	15
2.2.1 Einbau der Versuchskörper	15
2.2.2 Belastung der Versuchskörper	16
2.3 Versuchsergebnisse	19
2.3.1 Brandraumtemperatur	19
2.3.2 Feuchtigkeit der Versuchskörper	20
2.3.3 Temperatur in den Versuchskörpern	20
2.3.4 Verformungen der Versuchskörper	27
3. Theoretische Begleitung	32
3.1 Rechnerische Grundlagen	38
3.2 Rechenergebnisse	41
3.2.1 Versagenstemperaturen	41
3.2.2 Vergleich berechneter Spannstahlspan- nungen im Augenblick des Versagens	43
3.3 Zusammenfassung	45
4. Literatur	47

1 Einleitung

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens vorgespannter Bauteile unter Brandbeanspruchung wurden weltweit in den letzten Jahrzehnten eine große Anzahl von Brandversuchen durchgeführt. Systematische Untersuchungen wurden schwerpunktmäßig in den USA /1,2,3/, England /4/ und Holland /5/ ausgeführt. In der Bundesrepublik Deutschland wurden die in Forschungsvorhaben /z.B. 6/ ermittelten Ergebnisse von Brandversuchen an Spannbeton-Bauteilen vor allen Dingen durch Prüfungsergebnisse ergänzt, die im Rahmen von Arbeiten der Amtlichen Materialprüfungsanstalten erzielt wurden /z.B. 7,8/.

Zeitversetzt zu der stürmischen Entwicklung der Spannbetonbauweise nach dem 2. Weltkrieg fand die Mehrzahl der Brandversuche an vorgespannten Bauteilen in den fünfziger- und sechziger Jahren statt. Eine ausführliche Zusammenstellung der Brandversuche bis Ende der sechziger Jahre enthält /9/. Ziel dieser Arbeit war es u.a., die Grundlagen für die heutige Fassung der deutschen Brandschutznorm DIN 4102 /10/ zusammenzustellen.

Im Teil 4 der Brandschutz-Norm können durch Interpolation im Katalog der geprüften und bewährten Bauteile die für eine bestimmte Klassifizierung notwendigen Querschnittsabmessungen und Betondeckungswerte festgelegt werden. Dafür wird als maßgebliche Einflußgröße z.B. bei der brandschutztechnischen Bemessung von Spannbetonbauteilen die im Gebrauchszustand vorhandene Beanspruchung im Spannstahl σ_s benutzt. Mit ihrer Hilfe wird die kritische Temperatur im Spannstahl in Abhängigkeit von der Spannstahlsorte festgelegt. Anhand der kritischen Temperatur werden dann die erforderlichen Querschnittsabmessungen und Betondeckungswerte des Spannstahls ermittelt und den entsprechenden vorhandenen Werten gegenübergestellt.

Im Bild 1.1 ist das beschriebene Bemessungskonzept der DIN 4102 Teil 4 als Ablaufdiagramm dargestellt; allerdings wurde als Einflußgröße zur Ermittlung der kritischen Temperatur dabei bereits die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung eingesetzt. Sie wurde in /11/ aufgrund theoretischer Überlegungen aus dem Vergleich der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur und bei Brandeinwirkung als der mechanisch zutreffende Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnischen Entwurfsdetails abgeleitet.

$$M_{z0} = \frac{1}{\gamma} (A_z \cdot \sigma_{zu} - N_u) \cdot z$$

$$M_{zu}(T) = (A_z \cdot \sigma_{zu}(T) - N_u) \cdot z(T)$$

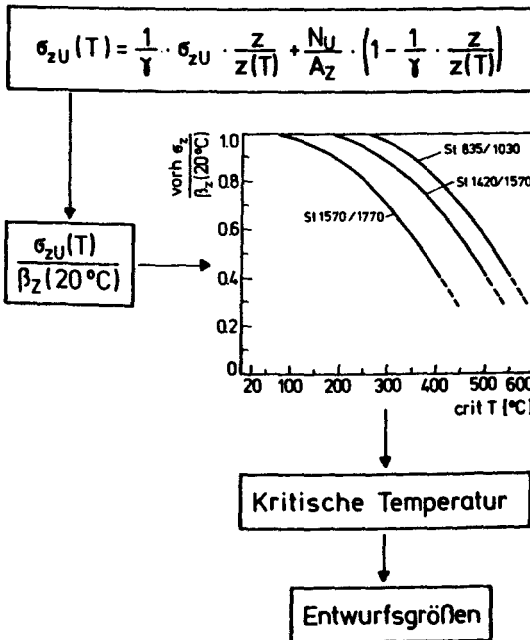


Bild 1.1: Schematische Darstellung des Bemessungskonzeptes nach DIN 4102 Teil 4

Zur Überprüfung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung als Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnischen Entwurfdetails wurden im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 Brandversuche durchgeführt. Sie wurden so konzipiert, daß die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung in einem möglichst großen Bereich, d.h., möglichst hohe und möglichst niedrige Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens, überprüft werden konnten.

Im Experiment kann die Spannstahlspannung nicht direkt gemessen werden, sondern sie muß aus den entsprechenden spannungserzeugenden Dehnungen berechnet werden. Die experimentelle Bestimmung der spannungserzeugenden Dehnungen bei Brandeinwirkung bereitet zur Zeit noch erhebliche Schwierigkeiten und ist bisher nur sehr selten durchgeführt worden. Die durchgeführten Messungen wiesen zudem eine hohe Fehlerquote auf /12/. Aufgrund dieser Schwierigkeiten wird eine indirekte Bestimmung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung vorgenommen. Zunächst werden mit einem analytischen Rechenverfahren in Form eines EDV-gestützten Rechenprogramms Brandversuche nachgerechnet und die Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens aus Rechnung und Versuch verglichen. Bei Übereinstimmung zwischen den berechneten und den im Versuch festgestellten Spannstahltemperaturen wird von der Annahme ausgegangen, daß das analytische Rechenverfahren die maßgebenden Einflußparameter der Bauteiltragfähigkeit zutreffend erfaßt und damit ein Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zwischen der Berechnung mit dem analytischen Rechenverfahren ("genau") und der Berechnung nach der im Bild 1.1 angegebenen Gleichung ("Näherung") die Eignung der Näherungsgleichung für die brandschutztechnische Bemessung aufzeigt.

Durch dieses Vorgehen werden die vorhandenen umfangreichen Kenntnisse und Erfahrungen über das Verhalten von Bauteilen unter bestimmten Temperatur- und Randbedingungen

gen, insbesondere über das Erwärmungsverhalten der Spannstahlbewehrung in Abhängigkeit vom Betonquerschnitt und der Betondeckung genutzt. Es bleibt lediglich nachzuweisen, daß die in der derzeitigen Fassung der Brandschutznorm vorhandene Verknüpfung zwischen kritischer Temperatur und Beanspruchung des Spannstahls auch bei Einführung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zutreffende Versagenstemperaturen ergibt. Alle anderen die Versagenstemperatur beeinflussenden Parameter werden rechnerisch nicht untersucht, d.h., der experimentell abgesicherte Teil des brandschutztechnischen Bemessungskonzeptes von DIN 4102 Teil 4 wird unverändert beibehalten.

2 Brandversuche

Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 wurden in den Deckenbrandhäusern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz 9 Brandversuche an vorgespannten Bauteilen durchgeführt. Es wurden

- 3 Massivplattenstreifen,
- 3 Balken und
- 3 Hohlplattenstreifen,

jeweils als statisch bestimmt gelagerte Einfeldkonstruktionen, untersucht. Zur Verbesserung der Übersichtlichkeit erhielten die Brandversuche und die dabei eingesetzten Versuchskörper gleichlautende Abkürzungen, die auf den jeweiligen Versuchskörpertyp hindeuteten. In Bild 2.1 sind die Bezeichnungen der einzelnen Brandversuche und die zugehörigen Versuchskörpertypen zusammengestellt.

Lfd. Nr.	Brandversuch	Versuchskörpertyp
1	VMP-1/85	Massivplattenstreifen
2	VMP-2/85	
3	VMP-3/85	
4	VS-1/86	Balken
5	VS-2/86	
6	VS-3/86	
7	HD-2/85	Hohlplattenstreifen
8	HD-3/85	
9	HD-4/85	

Bild 2.1: Bezeichnung der Brandversuche und der zugehörigen Versuchskörper

2.1 Angaben über die Versuchskörper

2.1.1 Herstellung, Querschnittswerte und Vorspannung

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte bei den Balken (VS-1..3/86) im Institut für Baustoffe, Masssivbau und Brandschutz und bei den Massiv- und Hohlplattenstreifen (VMP-1..3/85 und HD-2..4/85) werkseitig durch Bauunternehmen, die einschlägige Erfahrung mit dem Vorspannen und der Betonage solcher Bauteile besitzen.

Versuchskörper	Hergestellt am
VMP-1..3/85	15.02.1985
VS-1..3/86	20.08.1985
HD-2..4/85	27.11.1984

Bild 2.2: Herstellungsdatum der Versuchskörper

Die wichtigsten konstruktiven Angaben über die Versuchskörper sind in den Bildern 2.3 und 2.4 zusammengestellt. Im Bild 2.3 ist zur Charakterisierung der Lage der Spannstahlbewehrung der Achsabstand angegeben, d.h., der Abstand zwischen der Längsachse des Bewehrungstabes und der beflamten Betonoberfläche. Dieses Maß ist maßgebend für die Erwärmung der Bewehrung und ersetzt das früher angegebene Maß der Betondeckung /14/. Bei den plattenförmigen Versuchskörpern, die jeweils nur von der Unterseite beflamten wurden, entspricht der im Bild 2.3 angegebene mittlere Achsabstand u_m dem Achsabstand des einzelnen Spannstahls; bei den balkenförmigen Versuchskörpern, die von drei Seiten beflamten wurden, ergibt sich der mittlere Achsabstand u_m nach DIN 4102 Teil 4, Gleichung (3).

Bei den Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85) wurde der nach DIN 4102 Teil 4, Abschnitt 3.1.4 maximal zulässige Wert für die Betondeckung der Bewehrung $c = 40$ mm überschritten. Ist die Betondeckung der Bewehrung größer als 40 mm, muß die Betondeckung mit einer Schutzbewehrung versehen werden. Für die Versuchskörper VMP-1..3/85 wurde auf die Anordnung einer zusätzlichen Schutzbewehrung verzichtet, weil die Versuchskörper einer laufenden Produktion entnommen und dadurch kostengünstig zur Verfügung standen. Bei der Interpretation und Bewertung der Versuchsergebnisse wird die fehlende Schutzbewehrung berücksichtigt (s. Abschnitt 2.3).

Versuchskörper	Betonquerschnitt b/d/h [cm]	Achsabstand u_m [mm]	Spannstahl		
			Sorte	Anz.	\varnothing [mm]
VMP-1..3/85	100/20/15	50	1570/1770	21	5
VS-1..3/86	20/40/34,5	54	1570/1770	11	5
HD-2..4/85	58/14/11,5	25	1470/1670	7	7

Bild 2.3: Konstruktive Angaben über die Versuchskörper

Die Versuchskörper waren 5,20 m (VMP-1..3/85 und HD-2..4/85) und 5,00 m (VS-1..3/86) lang. Für den Brandversuch wurden alle Versuchskörper mit einer Spannweite von 4,75 m eingebaut (s. Abschnitt 2.2.1).

Um den Einfluß der Spannstahlspannung auf das Brandverhalten der Versuchskörper in einer möglichst großen Variationsbreite feststellen zu können, wurden die Versuchskörper im Spannbett unterschiedlich hoch vorgespannt. Die plattenförmigen Versuchskörper wurden im Spannbett mit $\sigma \approx 0,65 \beta_z$ vorgespannt, die balkenförmigen Versuchskörper wurden ohne Vorspannung hergestellt.

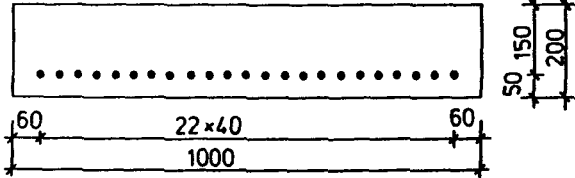
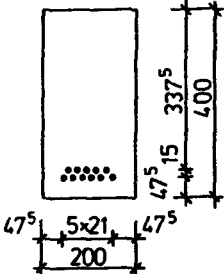
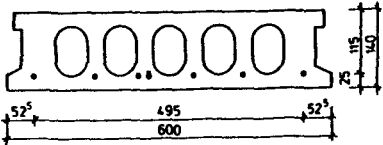
Versuchskörper	Querschnitt [mm]
VMP-1..3/85	
VS-1..3/86	
HD-2..4/85	

Bild 2.4: Querschnitte der Versuchskörper

Nach der Herstellung wurden die Versuchskörper im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in einer geschlossenen Halle bei annähernd Normklima 20/65 gelagert.

2.1.2 Baustoffkennwerte

Zur Ermittlung der Baustoffkennwerte des Betons wurden gleichzeitig mit den Versuchskörpern jeweils 6 Würfel hergestellt. Davon wurden 3 Würfel nach DIN 1048 gelagert und im Alter von 28 Tagen zur Feststellung der Würfel-druckfestigkeit β_{w28} abgedrückt. Zum Zeitpunkt der Brand-versuche wurden die restlichen 3 Würfel, die bis zu diesem Zeitpunkt unmittelbar neben den Versuchskörpern gelagert wurden, zur Ermittlung der Würfel-druckfestigkeit β_w geprüft. Außerdem wurde für jeden Würfel die Festbetonrohddichte ermittelt. Die Druckfestigkeiten β_{w28} und β_w sowie die Rohdichten enthält Bild 2.5, angegeben sind die Mittelwerte aus jeweils drei Prüfungen.

Versuchs- körper	Alter [Tage]	Würfel-druckfestig- keit [N/mm ²]	Rohddichte [kg/dm ³]
VMP-1..3/85	28	61	2,43
	202	64	2,42
VS-1..3/86	28	47	2,34
	153	49	2,32
HD-2..4/85	28	53	2,28
	154	64	2,28

Bild 2.5: Betonfestigkeiten (Würfel mit 15 cm Kanten-länge) und Rohdichten

Bruchstücke aus den Würfeln, die zum Termin des Brandversuchs abgedrückt wurden, wurden anschließend zur Bestimmung der Betonfeuchte benutzt (s. Abschnitt 2.3.2).

Von den eingebauten Spannstählen wurden Proben zur Ermittlung der mechanischen Kennwerte bereitgestellt. Im Bild 2.6 sind die Streck- bzw. $\beta_{0.2}$ -Grenze und die Zugfestigkeit der verwendeten Spannstähle zusammengestellt. Angegeben sind die Mittelwerte von jeweils drei Proben.

Versuchskörper	Streck- bzw. $\beta_{0.2}$ -Grenze [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]
VMP-1..3/85	1740	1830
VS-1..3/86	1602	1764
HD-2..4/85	1576	1743

Bild 2.6: Mechanische Kennwerte des Spannstahls

2.1.3 Temperaturmeßquerschnitte

Die Bauteiltemperaturen wurden bei allen Versuchskörpern in einem Meßquerschnitt in Feldmitte gemessen. Bei den Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85) und den balkenförmigen Versuchskörpern (VS-1..3/86) waren zusätzlich noch Meßquerschnitte angeordnet, die um 1/4- bzw. 1/6 der Spannweite vom Mittelquerschnitt entfernt lagen.

Als Meßelemente wurden NiCr-Ni-Thermoelemente (Drahtdurchmesser 0.5 mm) verwendet. Die freien Drahtenden der Thermoelemente wurden zu Meßperlen verschweißt. An der Vorspannbewehrung wurden die Thermoelemente mit schmalen textilen Klebebändern befestigt. Hinter der Meßperle wurden die Thermoelemente auf einer Länge von mindestens

20 cm auf der Vorspannbewehrung verlegt, bevor sie Bereichsweise zusammengefaßt und gebündelt an der nichtbe-
 flammten Bauteiloberfläche aus dem Betonquerschnitt ge-
 führt wurden.

Im Bild 2.7 ist für die unterschiedlichen Versuchskörper die Lage der Temperaturmeßstellen im Meßquerschnitt in Feldmitte dargestellt.

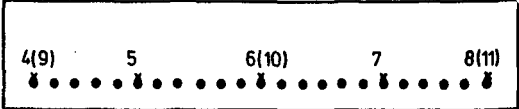

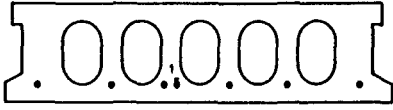
Versuchs- körper	Temperaturmeßstellen an der Vorspannbewehrung
VMP-1..3/85	
VS-1..3/86	
HD-2..4/85	

Bild 2.7: Anordnung der Temperaturmeßstellen

2.1.4 Verformungsmessungen

Mit Hilfe feiner Stahldrähte, die von der jeweiligen Meßstelle zu Drehpotentiometern mit Seilrollen für 400 mm maximalen Weg liefen, wurden die Verformungen der Versuchskörper gemessen.

Bei den plattenförmigen Versuchskörpern wurde die vertikale Verformung in den Punkten $1/8$ -, $3/8$ -, $4/8$ -, $5/8$ und $7/8$ der Spannweite und bei den balkenförmigen Versuchskörpern in den Punkten $1/4$ -, $2/4$ - und $3/4$ der Spannweite gemessen.

Die horizontalen Verformungen wurden jeweils im Bereich der Auflagerlinien an zwei übereinanderliegenden Punkten gemessen.

2.2 Versuchsdurchführung

2.2.1 Einbau der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden jeweils als Teil der oberen Abdeckung der Brandkammer eingebaut. In dem Bereich der oberen Brandkammeröffnung, der nicht vom Versuchskörper abgedeckt wurde, wurden Gasbetonplatten und -steine so angeordnet, daß sich der Versuchskörper während des Brandversuchs unbehindert durchbiegen konnte, aber gleichzeitig die obere Brandkammeröffnung verschlossen blieb. Bei den Brandversuchen mit Hohlplattenstreifen (HD-2..4/85) wurde der Versuchskörper aus jeweils zwei nebeneinanderliegenden Hohlplattenstreifen gebildet; die Fuge zwischen den Hohlplattenstreifen wurde mit Isoliermaterial verfüllt. Bei den Brandversuchen mit Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85) und Balken (VS-1..3/86) bestand der Versuchskörper aus jeweils einem Massivplattenstreifen bzw. einem Balken.

Die Auflager der Versuchskörper wurden gegen übermäßige Erwärmung durch Isolierung geschützt. Das eine Auflager wurde durch zwei Stahlplatten mit zwischenliegenden Vollrund (Rollenlager) als horizontal verschieblich ausgeführt, das andere Auflager wurde durch ein zwischen den Stahlplatten liegendes Halbrund als horizontal annähernd unverschieblich ausgebildet. Um bei den Brandversuchen mit Hohlplattenstreifen (HD-2..4/85) ein vorzeitiges Schubversagen im Auflagerbereich zu verhindern, wurde die Versuchskörperunterseite im Auflagerbereich über eine Länge von 0,75 m mit 20 mm dicken Vermitectapplatten beklebt.

Die Spannweite der Versuchskörper betrug jeweils 4,75 m.

Die Beheizung der Brandkammer erfolgte durch Ölbrenner unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 51 603 und folgte der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN 4102 Teil 2 /10/ bzw. ISO 834 /13/. Die Flammenachse verlief horizontal, 0.80 m über dem Brandkammerboden.

2.2.2 Belastung der Versuchskörper

Die Belastung der Versuchskörper wurde so festgelegt, daß die Spannung bzw. die Temperatur im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung in einem möglichst großen Bereich variiert. Dabei wurden bewußt auch solche Belastungen in Ansatz gebracht, die über der zulässigen Gebrauchslast nach DIN 4227 /17/ liegen.

Zur Ermittlung der Belastung müssen Annahmen über die Größe der Materialkennwerte bei Raumtemperatur getroffen werden. In /15/ wird ausführlich dargelegt, daß bei der Festlegung der Materialkennwerte bei Raumtemperatur grundsätzlich zwei Fälle zu unterscheiden sind:

- Die Berechnung wird im Zusammenhang mit einem Experiment durchgeführt
- Die Berechnung dient dazu, ohne experimentelle Begleitung auf rein analytischem Weg das Brandverhalten des Bauteils zu bestimmen.

In /16/ werden die für beide Fälle in Ansatz zu bringenden Materialfestigkeiten gegenübergestellt. Danach sind für die Ermittlung der Versuchskörperbelastung von vorgespannten Bauteilen folgende Materialfestigkeiten zu berücksichtigen:

- beim Beton die zum Versuchszeitpunkt vorliegende Zylinder- bzw. Prismenfestigkeit $\beta_{c,t} = \beta_{w,t} \cdot f_r$. Sie wird aus der mittleren Druckfestigkeit $\beta_{w,t}$ (Würfel mit 20 cm Kantenlänge) berechnet, die entsprechend DIN 4227 mit dem Faktor $f_r = 0,6$ abgemindert wird, um dem Verhältnis Prismenfestigkeit zur Würfel- festigkeit ($\approx 0,85$), dem Verhältnis der Dauerstand- festigkeit zur Kurzzeitfestigkeit ($\approx 0,85$) und dem sicherheitsbedingten Abminderungsfaktor $1,75/2,1 = 0,83$ zu berücksichtigen.
- beim Spannstahl die in der Zulassung des verwendeten Spannstahls angegebene Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze.

Durch diese Festlegung wird der überragende Einfluß des Ausgangsmaterials auf das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten des Spannstahls angemessen berücksichtigt. Bei Erwärmung des Spannstahls auf Temperaturen von über 200 °C gehen die Festigkeitserhöhungen verloren, die deutlich über der Nennfestigkeit des Spannstahls liegen. Sie leisten dann keinen nennenswerten Beitrag mehr zur Querschnittstragfähigkeit und werden deshalb auch nicht bei der Ermittlung der Versuchskörperbelastung angesetzt.

Im Bild 2.8 sind die Materialfestigkeiten zusammengestellt, die zur Berechnung der Versuchskörperbelastung verwendet wurden.

Versuchs- körper	Beton β_R [N/mm ²]	Spannstahl $\beta_{0.2}$ [N/mm ²]
VMP-1..3/85	36	1570
VS-1..3/86	28	1570
HD-2..4/85	36	1470

Bild 2.8: Materialfestigkeiten zur Berechnung der Versuchskörperbelastung

Mit den im Bild 2.8 aufgeführten Materialfestigkeiten wurde die Versuchskörperbelastung nach Maßgabe der gültigen Konstruktionsnorm DIN 4227 /17/ bestimmt. Dabei wurden die geometrischen Größen der Versuchskörper wie Querschnittsabmessungen und Betondeckung mit ihren Sollwerten eingesetzt. Für die einzelnen Versuchskörper sind im Bild 2.9 das auf diesen Grundlagen ermittelte Bruchmoment sowie das im Brandversuch vorhandene Gebrauchslastmoment in Feldmitte zusammengestellt. Als Auslastungsgrad wird im Bild 2.9 das Verhältnis zwischen der im Brandversuch

vorhandenen Momentenbelastung M_0 und dem zulässigen Gebrauchslastmoment $\max M_q$ bezeichnet.

Versuchskörper	Bruchmoment M_0 [kNm]	Auslastung $M_0 / \max M_q$
1/85	98	0,96
VMP-2/85		1,09
3/85		0,56
1/86	71	1,52
VS-2/86		2,29
3/86		0,35
2/85	41	0,89
HD-3/85		0,53
4/85		0,67

Bild 2.9: Belastung der Versuchskörper

Die Belastung wurde jeweils durch hydraulische Pressen aufgebracht, die während des Brandversuchs die Belastung konstant hielten. Bei den plattenförmigen Versuchskörpern (Massiv- und Hohlplattenstreifen) wurden zwei Pressenkräfte durch längsliegende Traversen auf vier Belastungsbereiche in den Punkten 1/8-, 3/8-, 5/8- und 7/8 der Spannweite von 4,75 m übertragen, bei den Balken wirkte eine Pressenkraft in Feldmitte.

2.3 Versuchsergebnisse

2.3.1 Brandraumtemperatur

Mit NiCr-Ni Mantelthermoelementen (Durchmesser 3 mm) wurde an 6 Meßstellen die Brandraumtemperatur kontrolliert. Die Meßwerte dienten gleichzeitig zur Steuerung der Einheits- Temperaturzeitkurve. Die Thermoelemente waren in Meßquerschnitten bei 1/4-, 1/2- und 3/4 der Spannweite, jeweils im Abstand von 10 cm seitlich und nach unten vom Versuchskörper versetzt, angebracht.

In allen Brandversuchen wurde die Einheits-Temperaturzeitkurve gemäß DIN 4102 Teil 2 /10/ im zulässigen Toleranzbereich eingehalten. Im Bild 2.10 sind exemplarisch die Meßwerte von Versuch VS-3/86 dargestellt.

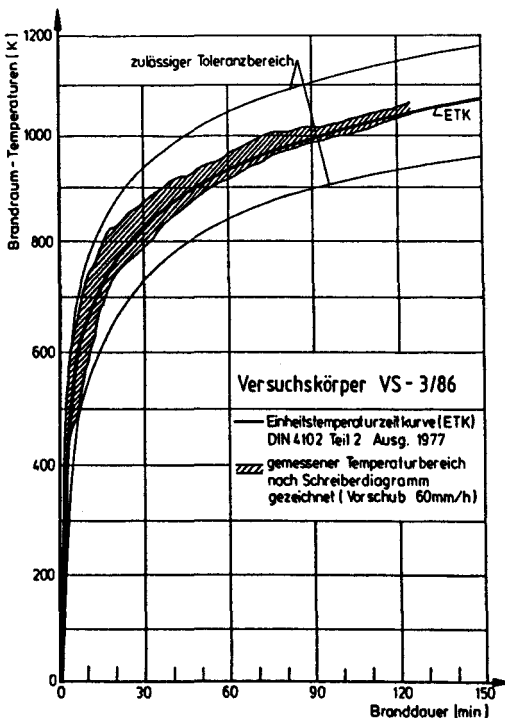


Bild 2.10: Brandraumtemperaturen im Versuch VS-3/86

2.3.2 Feuchtigkeit der Versuchskörper

Zum Zeitpunkt der Brandversuche wurden Bruchstücke von Würfeln, die zu diesem Zeitpunkt geprüft wurden, in einem Trockenofen bei einer Temperatur von 105 °C bis zur Gewichtskonstanz gelagert. Im Bild 2.11 sind die auf das Trockengewicht bezogen Restfeuchtigkeiten zusammengestellt.

Versuchskörper	Restfeuchtigkeit [%]
VMP-1..3/85	3,2
VS-1..3/86	4,3
HD-2..4/85	2,2

Bild 2.11: Feuchtigkeitsgehalt der Versuchskörper

2.3.3 Temperatur in den Versuchskörpern

Im folgenden werden nur charakteristische Ergebnisse dargestellt. Weitere Meßergebnisse sind in der Versuchsdokumentation im IBMB zusammengestellt.

2.3.3.1 Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85)

Die Bilder 2.12 und 2.13 zeigen die Temperaturentwicklung am Spannstahl. Im Bild 2.12 sind die Temperaturen dargestellt für die Meßstellen im Querschnitt in Feldmitte (MSt 4 - 8) und im Bild 2.13 für die Meßstellen im Querschnitt bei 1/4 der Spannweite (MSt 9 - 11). In beiden Bildern ist im Bereich von annähernd 100 °C der charakteristische Haltepunkt in der Temperaturentwicklung zu er-

kennen. Er ist typisch für das Verdampfen des im Beton enthaltenen Wassers.

Der relativ rasche Temperaturanstieg von Meßstelle 10 ist darauf zurückzuführen, daß im Bereich dieser Meßstelle nach ca. 20 Minuten Branddauer großflächige Betonabplatzungen auftraten.

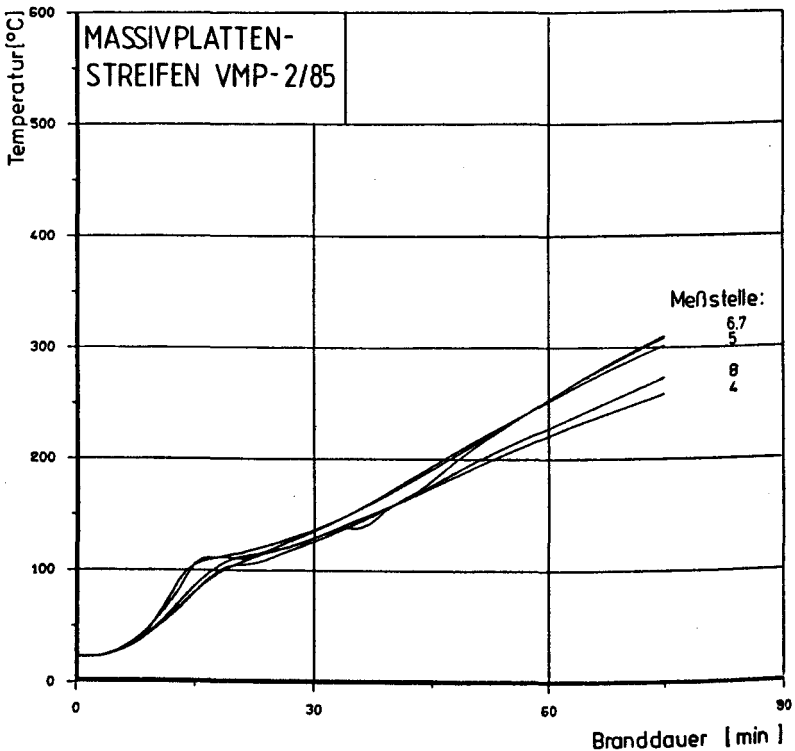


Bild 2.12: Temperaturentwicklung im Spannstahl; Massivplattenstreifen (VMP-2/85), Mst 4 - 8

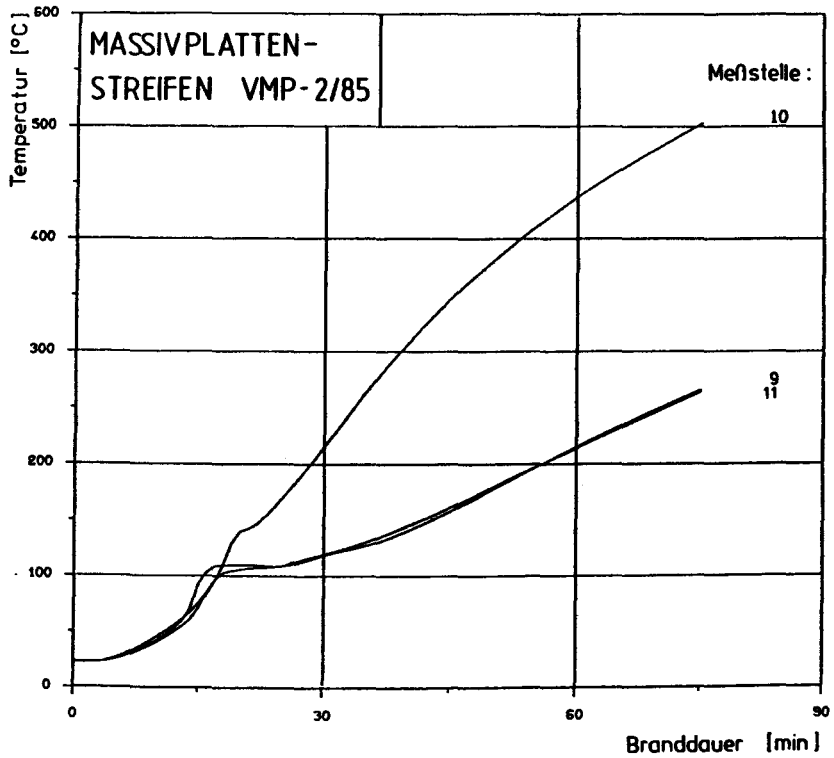


Bild 2.13: Temperaturentwicklung im Spannstahl; Massiv-plattenstreifen (VMP-2/85), MSt 9 - 11

2.3.3.2 Balken (VS-1..3/86)

Die Bilder 2.14 und 2.15 zeigen die Temperaturentwicklung in der unteren Spannstahllage im Querschnitt in Feldmitte bzw. im Querschnitt bei 1/3 der Spannweite. Deutlich ist in beiden Querschnitten, besonders bei der Meßstelle des am weitesten im Querschnittsinneren liegenden Spannstahls (MSt 6 bzw. MSt 12), der Temperaturhaltepunkt im Bereich von annähernd 100 °C zu erkennen.

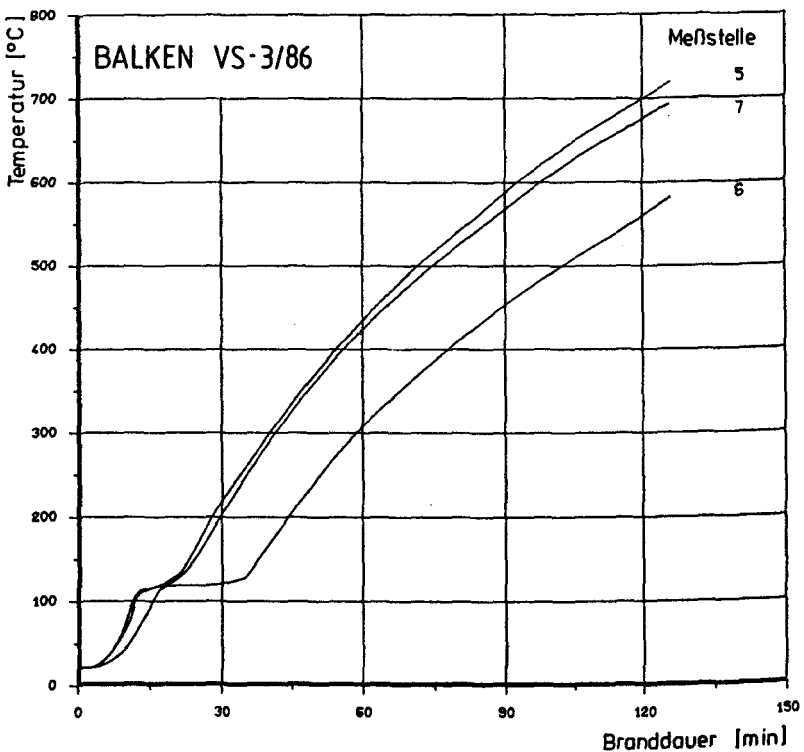


Bild 2.14: Temperaturentwicklung im Spannstahl; Balken (VS-3/86), MSt 5 - 7

Der Vergleich der Temperaturverläufe von Bild 2.14 und 2.15 zeigt nur geringe Unterschiede, d.h., daß der gesamte Temperaturmeßbereich im mittlere Drittel des Versuchskörpers ausreichend weit von den Brandkammerwänden entfernt lag, um einer annähernd gleichen Brandraumtemperaturbeanspruchung ausgesetzt zu werden.

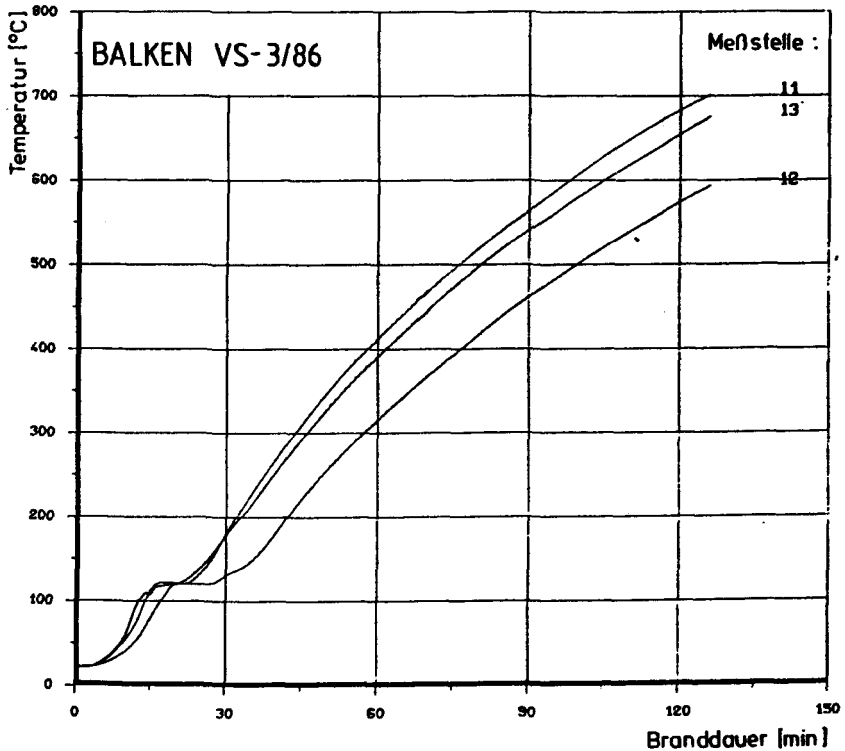


Bild 2.15: Temperaturentwicklung im Spannstahl; Balken (VS-3/86), MSt 11 - 13

2.3.3.3 Hohlplattenstreifen (HD-2..4/85)

Die Temperaturentwicklung am Spannstahl in den drei Brandversuchen mit Hohlplattenstreifen zeigt Bild 2.16. Infolge der geringen Betonfeuchte (s. Bild 2.11) traten keine Temperaturhaltepunkte im Bereich von 100 °C auf. Die Temperaturentwicklung ist in den drei Versuchskörpern sehr ähnlich.

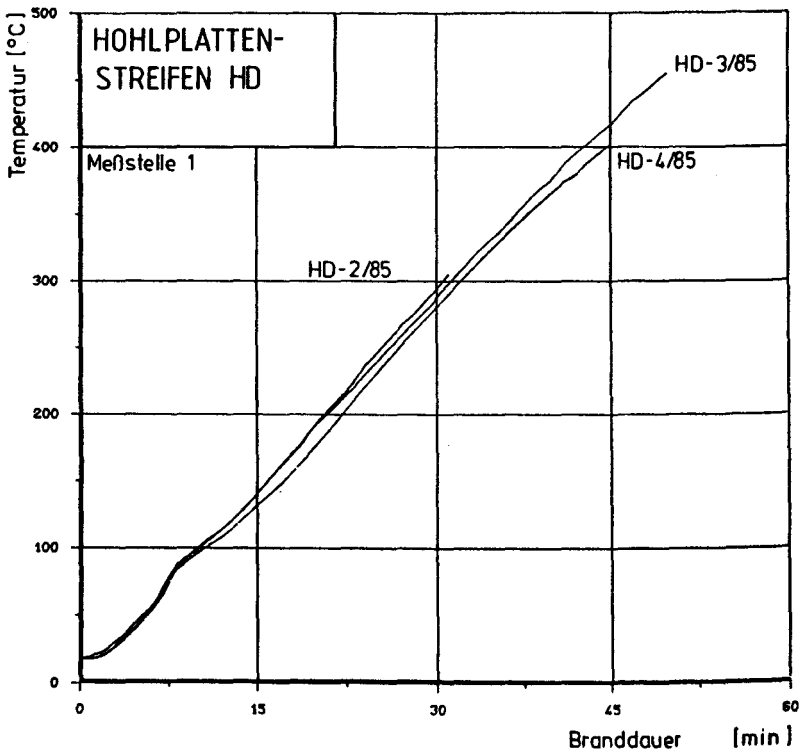


Bild 2.16: Temperaturentwicklung im Spannstahl; Hohlplattenstreifen (HD-2..4/85), MST 1

2.3.3.4 Zusammenstellung

Im Bild 2.17 sind die in den Brandversuchen erreichten Branddauern und die im Augenblick des Versagens vorhandenen mittleren Temperaturen im Spannstahl zusammengestellt.

Versuchskörper	Branddauer t_v [min]	mittlere Spannstahl- temperatur T_v [°C]
1/85	82	334
VMP-2/85	74	316
3/85	78	441
1/86	84	380
VS-2/86	59	259
3/86	126	575
2/85	32 ¹⁾	320
HD-3/85	50	453
4/85	45	402

¹⁾ Versagen im Auflagerbereich durch Schubbruch kurz vor dem Biegebruchversagen in Feldmitte

Bild 2.17: Zusammenstellung der Branddauern und der mittl. Versagenstemperaturen im Spannstahl

2.3.4 Verformungen der Versuchskörper

In den Bildern 2.18 bis 2.20 werden exemplarisch für die gemessenen Verformungen die zeitlichen Durchbiegungsverläufe in Feldmitte dargestellt. Für jeden Durchbiegungsverlauf ist das Kriterium der zulässigen Durchbiegungsgeschwindigkeit nach DIN 4102 Teil 2, Abschnitt 5.2.6 /10/ $\Delta f / \Delta t = l^3 / (9000 h)$ angegeben. Außerdem ist in den Bildern der absolute Durchbiegungswerte $1/30$, der teilweise im Ausland als Versagenskriterium benutzt wird /23/, eingezeichnet. Die Versuche wurden jeweils erst dann abgebrochen, wenn die Durchbiegegeschwindigkeit so groß wurde, daß mit den Belastungspressen die vorhandene Verformung nicht mehr nachgefahren werden konnte. D.h., das Ende der Versuche kann in guter Näherung mit dem Erreichen des Tragfähigkeitsverlustes gleichgesetzt werden. Im Versuch VMP-3/85 stürzte der Versuchskörper z.B. unmittelbar mit der Entlastung in die Brandkammer.

Der Vergleich der Branddauer, nach der das Versagenskriterium der Norm (Durchbiegungsgeschwindigkeit) erreicht und nach der die Tragfähigkeit erschöpft ist, zeigt, daß die zulässige Durchbiegungsgeschwindigkeit bei allen Bauteilen weniger als 3 Minuten vor Auftreten des Tragfähigkeitsverlustes erreicht wird. Das Versagenskriterium der Norm beschreibt damit in hervorragender Weise das unmittelbar vor dem Bruch vorhandene Tragverhalten statisch bestimmt gelagerter, vorgespannter Bauteile.

Sehr viel größere Differenzen treten beim Vergleich der Branddauern auf, die beim Erreichen des Tragfähigkeitsverlustes und beim Erreichen des Durchbiegungswertes $1/30$ vorhanden sind. Besonders im Fall der Balken (VS-1.3/86), deren Spannstahlbewehrung nicht vorgespannt war, wird die Tragfähigkeit weit vor Erreichen des Durchbiegungswertes von $1/30$ erschöpft.

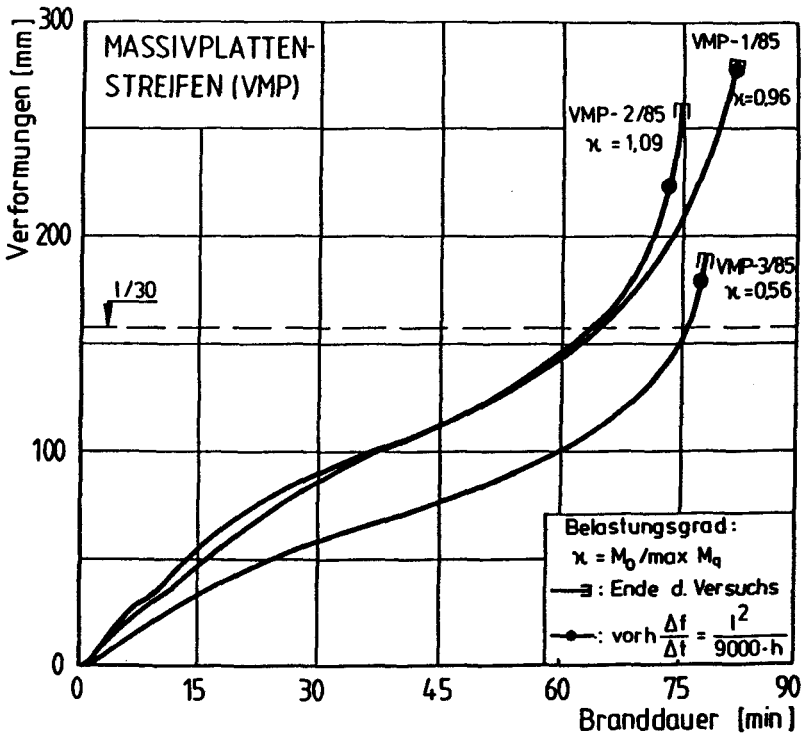


Bild 2.18: Durchbiegung in Feldmitte der Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85)

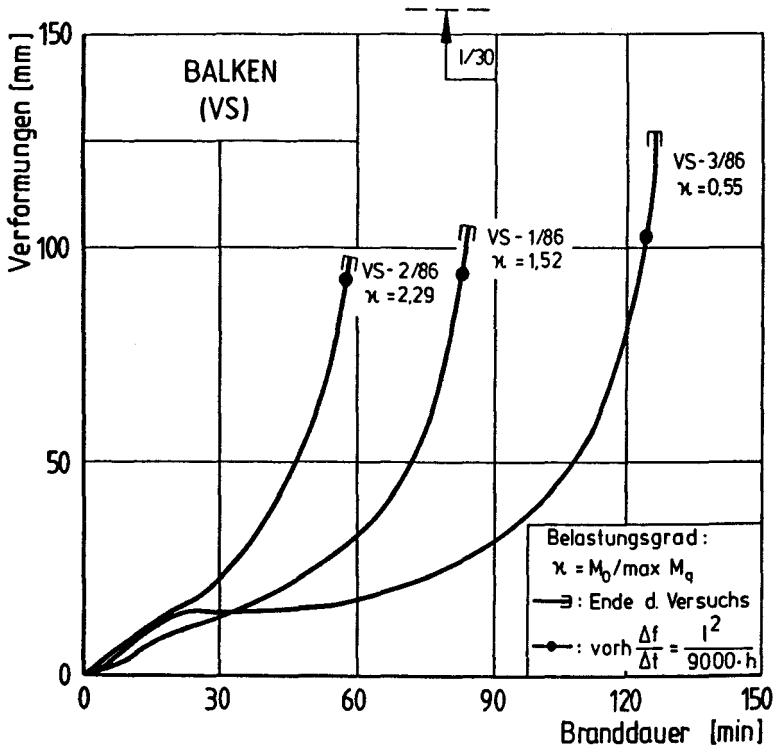


Bild 2.19: Durchbiegung in Feldmitte bei den Balken (VS-1..3/86)

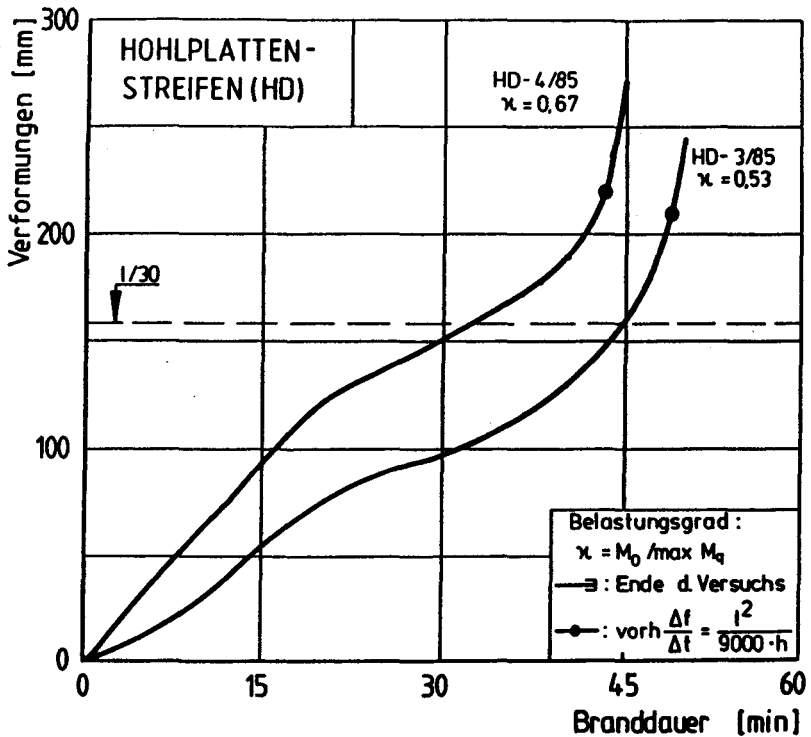


Bild 2.20: Durchbiegung in Feldmitte bei den Hohlplattenstreifen (HD-3..4/85)

Im Abschnitt 2.1.1 wurde bereits darauf hingewiesen, daß bei den Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85) die vorhandene Betondeckung der Bewehrung größer als 40 mm und keine Schutzbewehrung im Bereich der Betondeckung vorhanden war. Während der Brandversuche platzten Teile der Betondeckung bei den einzelnen Versuchskörpern in unterschiedlicher Dicke ab. Dadurch wurde eine unterschiedliche zeitliche Erwärmung der Spannstahlbewehrung verursacht.

Im Bild 2.21 sind deshalb die Verformungsverläufe in Feldmitte für die einzelnen Versuchskörper über der mittleren Spannstahltemperatur dargestellt. Für die Versuchskörper VMP-1/85 und VMP-3/85 ist dabei sehr deutlich der charakteristische Temperaturhaltepunkt bei rd. 100 °C zu erkennen. In diesem Temperaturbereich wachsen die Verformungen weiter an, wobei die Temperatur annähernd konstant bleibt bis das im Beton enthaltene Wasser verdampft ist.

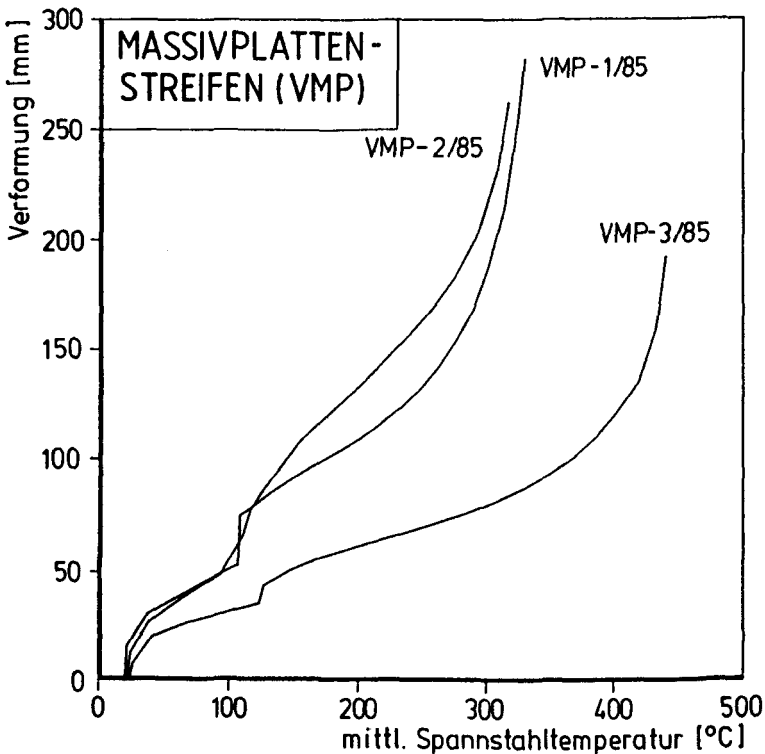


Bild 2.21: Durchbiegung in Feldmitte bei den Massivplattenstreifen (VMP-1..3/85). Aufgetragen über der mittleren Spannstahltemperatur

3 Theoretische Begleitung

Grundlage für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Bauteilen ist der Brandversuch nach DIN 4102 Teil 2. In DIN 4102 Teil 2 wird u.a. gefordert, daß das betreffende Bauteil unter der genormten Brandbeanspruchung und unter seiner rechnerisch zulässigen Gebrauchslast mindestens die geforderte Feuerwiderstandsdauer t_a lang seine Tragfähigkeit behalten muß. Die geforderte Feuerwiderstandsdauer t_a ergibt sich aus den Landesbauordnungen der Bundesländer in Verbindung mit den Einführungserlassen zu DIN 4102, die die bauaufsichtliche Benennung mit der "Feuerwiderstandsklasse" verknüpfen.

Die kennzeichnende Größe für das Verhalten von Bauteilen unter Brandeinwirkung ist damit die Feuerwiderstandsdauer t_a . Die Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer im Brandversuch stellt eine spezielle Art einer Grenztragfähigkeitsbestimmung dar: der Bauteil-Grenzzustand wird nicht durch Vergrößerung der einwirkenden mechanischen Beanspruchung, sondern durch Verringerung des Bauteilwiderstands (Tragfähigkeit) bestimmt /22/. Werden die den Bauteilwiderstand bestimmenden Einflußgrößen wie Abmessungen und Lagerungsbedingungen des Bauteils sowie Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Baustoffe zutreffend in einem mechanischen Modell erfaßt, kann die Bauteiltragfähigkeit rechnerisch ermittelt werden. Durch die Berechnung wird die im Brandversuch festgelegte Zielgröße des brandschutztechnischen Nachweises, die Feuerwiderstandsdauer t_a , zu einer vorherbestimmbaren Größe, deren maßgebende Parameter für jeden Beanspruchungszustand bekannt sind. Damit wird es möglich, die brandschutztechnische Bemessung für einen ausgewählten Beanspruchungszustand auf die Festlegung von "äußeren" Einflußgrößen des brandschutztechnischen Nachweises wie Prüflast, Betondeckung, Querschnittsabmessungen und/oder von "inneren" Einflußgrößen wie kritische Temperatur der Bewehrung und Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens zu beschränken. DIN 4102 Teil 4 reduziert den rechnerischen Biegetrag-

fähigkeitsnachweis auf die Festlegung der Einflußgrößen, die den temperaturabhängigen Bauteilwiderstand maßgeblich bestimmen.

Nach DIN 4102 Teil 4 besteht die Möglichkeit, Bauteile ohne Prüfung ihres Brandverhaltens (DIN 4102 Teil 1 bis 3 und Teil 5 bis 7) in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse (F-Klasse) einzuordnen. Die Bauteile müssen dafür bestimmte Mindestquerschnittsabmessungen besitzen, und die Bewehrung darf vorgeschriebene Betondeckungswerte nicht unterschreiten. Durch diese konstruktiven Forderungen werden zerstörende Abplatzungen verhindert, wird eine ausreichende Wärmeaufnahmekapazität des Betonquerschnitts sichergestellt und wird einer zu schnellen Erwärmung der Bewehrung vorgebeugt. Zur festgesetzten Feuerwiderstandsdauer gilt als zulässiger Höchstwert für die Erwärmung der Bewehrung die im instationären Kriechversuch ermittelte kritische Temperatur t_{crit} .

Mit diesem Verfahren zur Bemessung brandbeanspruchter Spannbetonquerschnitte wird in DIN 4102 die Berechnung der "heißen" Biegetragfähigkeit, d.h. der Biegetragfähigkeit nach einer bestimmten Brandeinwirkungszeit, überflüssig. Die DIN 4102 geht davon aus, daß die temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung des Spannstahls bei einer bestimmten Temperatur und einer bestimmten Ausnutzung der Spannstahlfestigkeit zum Versagen des Querschnitts führt.

Für die Anwendung des in DIN 4102 festgelegten Bemessungsverfahrens wird damit zum einen eine Beziehung zwischen kritischer Temperatur und temperaturabhängiger Festigkeitsreduzierung gebraucht und zum anderen die im Bauteil vorhandene Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung und die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Temperatur im Spannstahl.

Aus umfangreichen Untersuchungen ist die Temperaturentwicklung in bauwerksüblichen Bauteilquerschnitten bekannt, so daß die Temperatur im Spannstahl zu jedem Zeitpunkt des Brandes ermittelt werden kann. Die Festlegung der Beziehung zwischen kritischer Temperatur und temperaturabhängiger Festigkeitsreduzierung sowie die Ermittlung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung werden im folgenden erläutert.

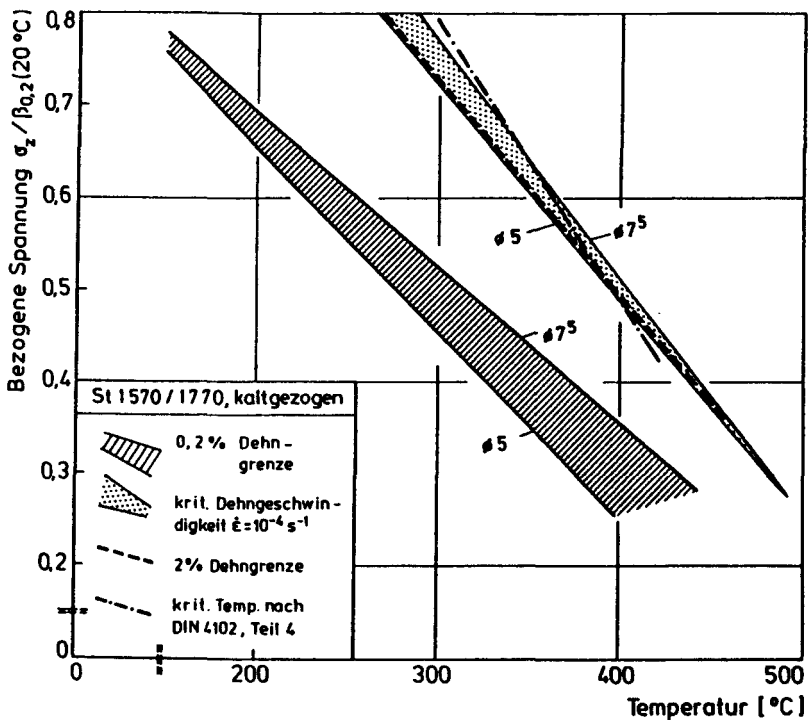


Bild 3.1: Vergleich der Temperaturabhängigkeit von Dehngrenzen, kritischer Dehngeschwindigkeit /19/ und kritischer Temperatur nach DIN 4102 Teil 4.

Als kritische Temperatur wird nach /19/ die Temperatur verstanden, die beim Erreichen der Dehngeschwindigkeit 10^{-4} s^{-1} vorliegt. Sie liegt etwas niedriger als die Bruchtemperatur des Spannstahls im instationären Kriechversuch. In DIN 4102 Teil 4 wird als kritische Temperatur die Temperatur definiert, bei der die Streckgrenze des Spannstahls auf die im Bauteil vorhandene Spannung absinkt. Trotz dieser Definition, die von der bei der Bemessung bei Normaltemperatur gültigen Annahme ausgeht, den Spannstahl im rechnerischen Bruchzustand nur bis zur Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze zu beanspruchen, wird in den Tabellen und Schaubildern der DIN 4102 Teil 4 die kritische Temperatur in Anlehnung an die Ergebnisse der instationären Kriechversuche mit der Dehngeschwindigkeit 10^{-4} s^{-1} dargestellt. Damit wird der Spannstahl beim Erreichen der kritischen Temperatur weit über seine Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze beansprucht (s.Bild 3.1).

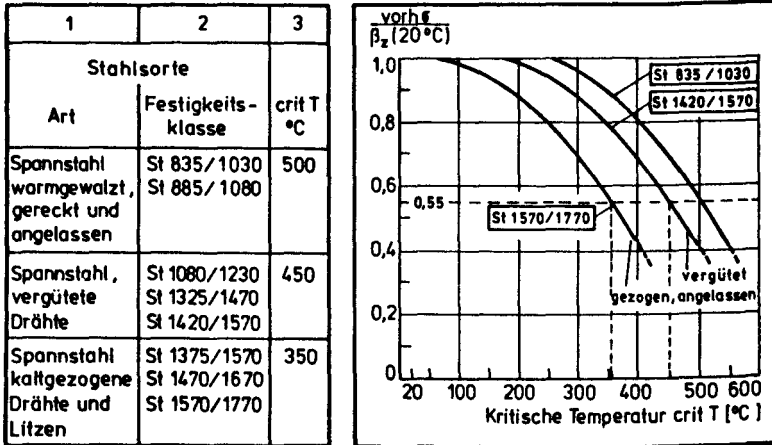


Bild 3.2: Kritische Temperatur von Spannstählen /10/

Die Größe der kritischen Temperatur hängt im wesentlichen von der Stahlsorte und der anliegenden Spannung ab /19/. In DIN 4102 Teil 4 sind die kritischen Temperaturen für die wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstahl-

sorten in Abhängigkeit von der nach DIN 4227 Teil 1 /17/ im Gebrauchszustand zulässigen Spannung $\sigma_z = 0,55 \beta_z$ tabellarisch angegeben, zusätzlich sind Diagramme vorhanden, aus denen die kritische Temperatur für eine geringere als die zulässige Spannung entnommen werden kann.

Die in DIN 4102 Teil 4 vorgenommene Verknüpfung der kritischen Temperatur mit der im Gebrauchszustand zulässigen Spannstahlspannung darf nicht dahingehend mißverstanden werden, daß für die Bestimmung der kritischen Temperatur die im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung herangezogen wird. Diese Feststellung wird sofort deutlich, wenn man bedenkt, daß

1. die kritische Temperatur zum Bruchzustand bei Brandeinwirkung gehört und sie damit auch der in diesem Zustand vorhandenen Spannstahlspannung zugeordnet werden muß und
2. diese Spannung, d.h. die im Bruchzustand vorhandene Spannstahlspannung bei Brandeinwirkung - ebenso wie bei Normaltemperatur -, nicht als Vielfaches von der im Gebrauchszustand vorhandenen Spannstahlspannung angesetzt werden darf, weil im Spannbetonbau bei Laststeigerung über die Gebrauchslast eine starke Nichtlinearität zwischen Spannung und Schnittkraft auftritt.

Diese beiden Punkte führen dazu, daß die für die Festlegung der kritischen Temperatur maßgebende Spannung im Spannstahl aus der Gegenüberstellung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung und bei Normaltemperatur unter Berücksichtigung der vorhandenen Belastung ermittelt werden muß.

Die Grundlagen für die Berechnung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur und bei Brandeinwirkung werden in /16/ ausführlich dargestellt. Außerdem wird in /16/ ein Näherungsansatz zur Ermittlung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brand-

einwirkung mitgeteilt, der sich aus der Bedingung ableitet, daß das Bauteilversagen dann eintritt, wenn das temperaturabhängige Bruchmoment auf den Wert des Gebrauchslastmomentes abgefallen ist. Die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung ergibt sich für statisch bestimmt gelagerte Bauteile, bei denen während der Brandbeanspruchung keine Verformungshinderungen auftreten, nach Gleichung (3.1).

$$\sigma_{zu}(T) = \frac{1}{\gamma} \cdot \sigma_{zu} \cdot \frac{z}{z(T)} + \frac{N_u}{A_z} \left(1 - \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{z}{z(T)}\right) \quad (3.1)$$

In Gleichung (3.1) bedeuten: γ : Sicherheitsbeiwert
 σ_{zu} : Spannung im Spannstahl
im rechn. Bruchzustand
 z : Hebelarm der inneren
Kräfte
 N_u : Normalkraft im rechn.
Bruchzustand
 A_z : Fläche der Spannstahl-
bewehrung

In /16/ werden für die Größe des Verhältnisses des Hebelarms der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Normaltemperatur z und im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung $z(T)$ Werte angegeben, außerdem wird der Einfluß mitgeteilt, den eine zusätzliche schlaffe Zugbewehrung auf die Größe der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung ausübt.

Um die mit Gleichung (3.1) berechneten Spannstahlspannungen (Näherung) zu kontrollieren, werden sie mit den Spannstahlspannungen verglichen, die durch Nachrechnung von Brandversuchen ermittelt werden ("genau"). Dafür werden die eigenen Brandversuche und Brandversuche aus der Literatur /20,21/, für die ausreichendes Datenmaterial bezüglich Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse vorliegt, mit dem Programmsystem STABA-F /18/ rechnerisch simuliert.

3.1 Rechnerische Grundlagen

Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens STABförmiger BAuteile im Feu-er werden in /18/ beschrieben. Im folgenden werden deshalb nur die für die Berechnung von Spannbetonbauteilen erforderlichen Rechengrundlagen in kurzer Form zusammengestellt und erläutert.

Eine zutreffende analytische Beurteilung des Tragverhaltens von brandbeanspruchten Spannbetonbalken muß den Einfluß von mechanischen Nichtlinearitäten, wie nicht-lineares Materialverhalten und Aufreißen des Querschnitts, berücksichtigen. Im Programmsystem STABA-F werden für die Berechnung der inneren Schnittgrößen die im Bild 3.3 und 3.4 dargestellten Rechengesetze der Baustoffe Beton und Spannstahl in Verbindung mit den im Bild 3.5 gezeigten Rechengesetzen der thermischen Dehnung verwendet. Über die gesamte Branddauer wird voller Verbund ohne Schlupf zwischen Beton und Spannstahl vorausgesetzt. Das Bauteilversagen wird bei den statisch bestimmt gelagerten Bauteilen, bei denen während der Brandbeanspruchung keine äußere Verformungsbehinderung auftreten, durch Erschöpfung der Querschnittstragfähigkeit, d.h. durch Überschreiten der Bruchschnittgrößen M_u , N_u , erreicht.

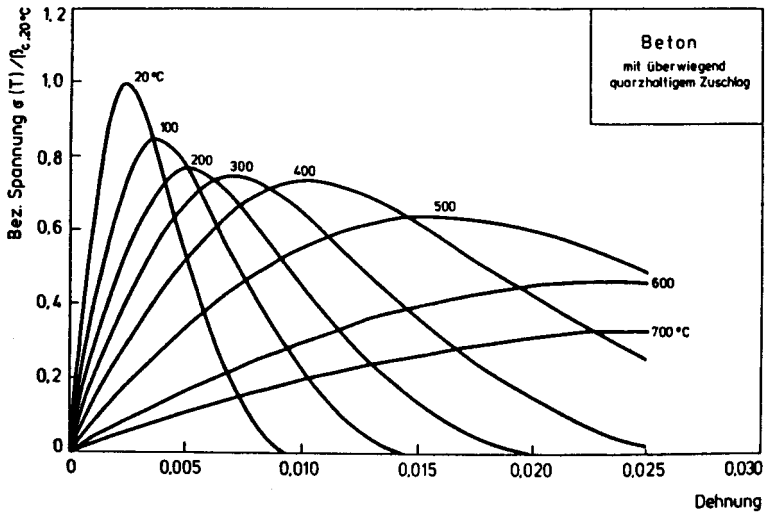


Bild 3.3: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton

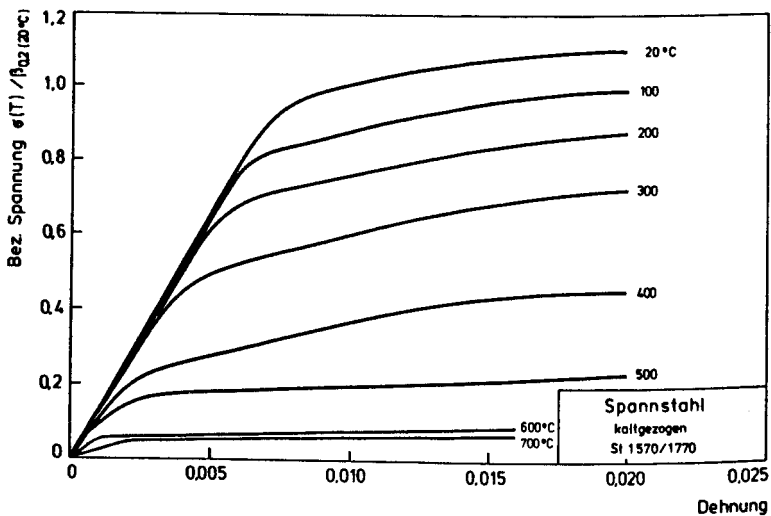


Bild 3.4: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

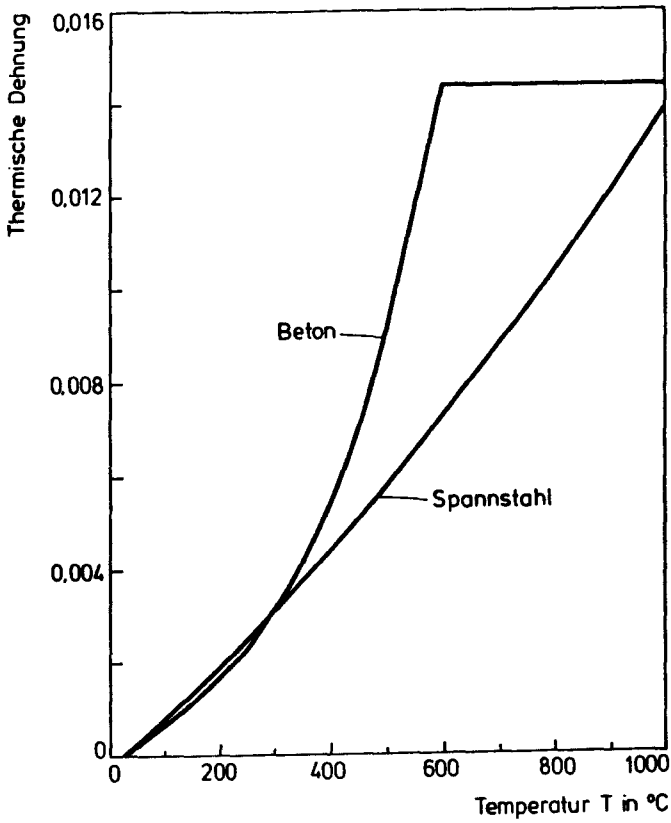


Bild 3.5: Rechenwerte der thermischen Dehnung von Beton und Spannstahl

3.2 Rechenergebnisse

3.2.1 Versagenstemperaturen

Im Bild 3.6 sind die gemessenen und die berechneten mittleren Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung für die im Sonderforschungsbereich durchgeführten Brandversuche dargestellt.

Versuchskörper	mittlere Spannstahltemperatur T_0 [°C]	
	Versuch (exp)	Berechnung (cal)
1/85	334	383
VMP-2/85	316	357
3/85	441	465
1/86	380	361
VS-2/86	259	202
3/86	575	600
2/85	320 ¹⁾	397
HD-3/85	453	476
4/85	402	438

¹⁾ Versagen im Auflagerbereich durch Schubbruch kurz vor dem Biegebruchversagen in Feldmitte

Bild 3.6: Vergleich der gemessenen und der berechneten Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung

Der Vergleich der gemessenen und der berechneten mittleren Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung wird im Bild 3.7 vorgenommen. Dabei werden die Brandversuche aus dem Sonderforschungsbereich durch Brandversuche aus der Literatur /20/ und /21/ ergänzt. Die statistischen Kennwerte betragen für

das Verhältnis von Rechnung zu Messung: Mittelwert $\bar{x} = 1,010$, Standardabweichung $s = 0,07$ und Variationskoeffizient $V = 0,078$. Die Anzahl der Brandversuche betrug $n = 19$.

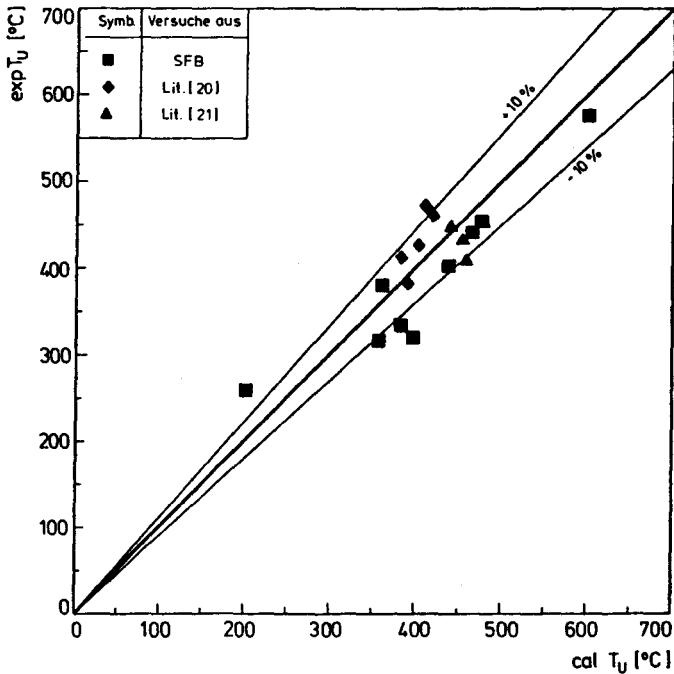


Bild 3.7: Mittlere Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach Versuch ($\exp T_U$) und Rechnung ($\text{cal } T_U$)

Die Auswertung der Brandversuche zeigt, daß die Temperatur im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung im Bereich zwischen 200 °C und 600 °C ausreichend genau rechnerisch bestimmt wird, um das zugrundeliegende analytische Rechenverfahren zur Überprüfung der mit dem Näherungsansatz Gleichung (3.1) berechneten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zu benutzen.

3.2.2 Vergleich berechneter Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens

Im Bild 3.8 sind die in den Versuchsnachrechnungen ermittelten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung ($\text{cal } \sigma_{zu}(T)$) den Werten gegenübergestellt, die mit Hilfe von Gleichung (3.1) ermittelt wurden ($\text{app } \sigma_{zu}(T)$). Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen werden durch Ergebnisse einer Parameterstudie aus [16/ verdichtet, in der die wichtigsten, das Tragverhalten beeinflussenden Einflußgrößen systematisch untersucht wurden.

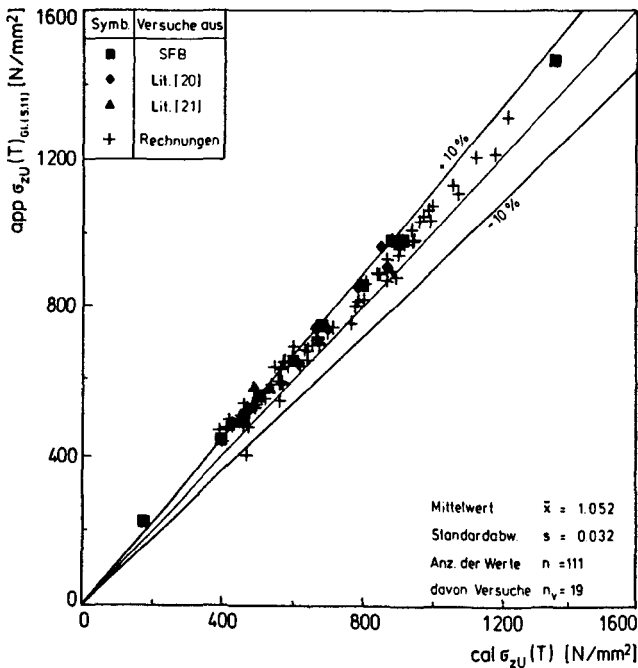


Bild 3.8: Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung; Vergleich der Ergebnisse analytischer Berechnungsverfahren ($\text{cal } \sigma_{zu}(T)$) und von Gleichung (3.1) ($\text{app } \sigma_{zu}(T)$)

Die Darstellung in Bild 3.8 zeigt für das gesamte Parameterspektrum, daß die mit dem Näherungsansatz Gleichung (3.1) berechnete Spannstahlspannung etwas größer ist, als die Spannstahlspannung, die mit dem analytischen Rechenverfahren ermittelt wurde. Die Abweichungen sind aber insgesamt so gering, daß die mit dem Näherungsansatz Gleichung (3.1) berechnete Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung als Eingangsparameter für die Bemessung brandbeanspruchter Spannbetonbauteile herangezogen werden kann.

Dieser Sachverhalt wird auch durch Bild 3.9 belegt. In diesem Bild sind die mit dem Näherungsansatz berechneten Spannstahlspannungen, bezogen auf die Zugfestigkeit bei Normaltemperatur, über den berechneten Versagenstemperaturen aufgetragen. Zum Vergleich ist zusätzlich die Funktion für die kritische Temperatur und dem zugehörigen Festigkeitsabbau aus DIN 4102 eingetragen. Für Spannstahlspannungen, die kleiner als 60% der Zugfestigkeit bei Normaltemperatur sind, d.h. für Versagenstemperaturen von über 300 °C, ergibt die Funktion der Brandschutznorm zutreffende bzw. auf der sicheren Seite liegende kritische Temperaturen für die brandschutztechnische Bemessung. Größere Abweichungen zwischen der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach dem Näherungsansatz und dem entsprechenden Funktionsverlauf nach der Norm treten nur für Versagenstemperaturen von unter 300 °C auf. Solche Versagenstemperaturen haben aber mehr theoretischen Charakter, denn sie sind nur für Bauteile zu erwarten, die sehr stark überlastet sind, d.h. einen Sicherheitsfaktor von deutlich kleiner als 1,75 besitzen.

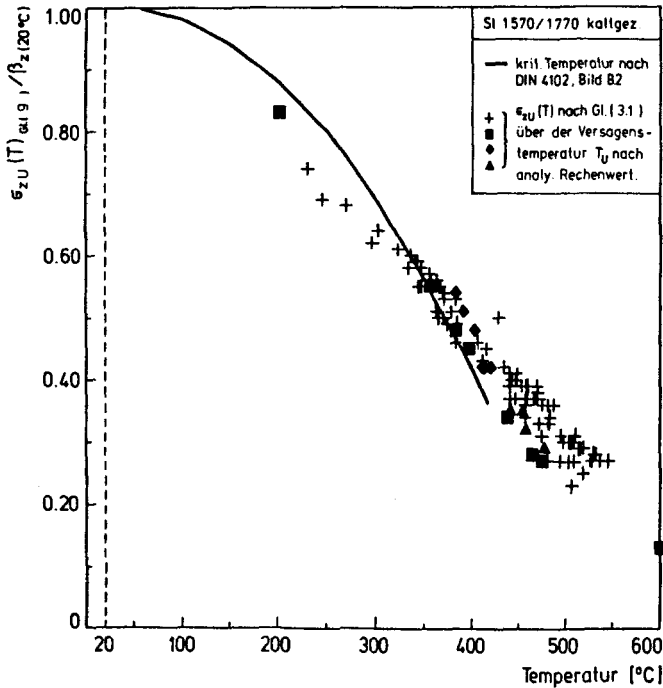


Bild 3.9: Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens nach Gl. (3.1) mit dem Funktionsverlauf für den Abfall der Spannstahlfestigkeit nach DIN 4102 Teil 4, Anhang B.2

3.3 Zusammenfassung

Mit einem Rechenprogramm wurde die Biegetragfähigkeit von vorgespannten Bauteilen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung bestimmt. Die Auswertung der Rechenergebnisse wurde zur Überprüfung des in DIN 4102 Teil 4 vorgeschlagenen Konzeptes zur brandschutztechnischen Bemessung vorgespannter Bauteile herangezogen. Es zeigte sich, daß die derzeitige Regelung, bei der als Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnisch erforderlichen Entwurfsdetails (Querschnittsgröße, Betondeckung der Bewehrung) die

im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung benutzt wird, nur in einem begrenzten Anwendungsbereich gültig ist. Der mechanisch zutreffende Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnischen Entwurfdetails ist die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung.

4 Literatur

- /1/ Carlson, C.C.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, Study A: Influence of Thickness of Concrete Covering over Prestressing Strands. PCA Research Department, Bulletin 147, 1962.
- /2/ Selvaggio, S.L.; Carlson, C.C.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, Study B: Influence of Aggregate and Load Intensity. PCA Research Department, Bulletin 171, 1964.
- /3/ Gustaferro, A.H.; Abrams, M.S.; Salse, E.A.B.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, Study C: Structural Behaviour During Fire Tests. PCA Research and Development Bulletin (RD 009.01B), 1971.
- /4/ Ashton, L.A.; Bate, S.C.C.: The Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, The Institute of Civil Engineers, London, 1960. Teilübersetzt in: Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 162, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1964.
- /5/ Tussenbroeck, P.J.v. et al.: Brandproeven op voorgespannen Betonliggers. CUR-Reports 4 und 13, 1954 und 1958. Rapport 13 in deutscher Übersetzung von H. Deutschmann, abgedruckt: DAfStb, Heft 162, Berlin 1964.
- /6/ Prüfung von zwei Spannbetonbalken, Einzelversuche. Unveröffentlichter Bericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1963.
- /7/ Westdeutsche Baustoff-Industrie GmbH: Prüfung von Spannbeton-Hohldielen. Prüfungszeugnis II/21826/62 des Staatlichen Materialprüfungsamts Nordrhein-Westfalen, Dortmund, 1962.

- /8/ Westdeutsche Baustoff-Industrie GmbH: Prüfung von Spannbeton-Hohldielen. Prüfungszeugnis 1958 B-1/1911/62 des Niedersächsischen Materialprüfamtes, Braunschweig, 1962.
- /9/ Meyer-Ottens, C.; Egner, K.; Jagfeld, P.; Frech, P.: Brandschutz, Untersuchungen an Wänden, Decken und Dacheindeckungen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, Verlag w. Ernst & Sohn, Berlin, 1971.
- /10/ DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 1 - 3 und Teil 5 - 7: Ausgabe September 1977, Teil 4: Ausgabe März 1981.
- /11/ Kordina, K.; Richter, E.: Rechnerische Untersuchungen über die Veränderungen im Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbauteile infolge höherer zulässiger Spannstahlspannungen. Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- /12/ Kiel, M.: Dehnungsmessungen bei Temperaturen unter 150 °C und Rißverfolgung in Betonquerschnitten. Beitrag des Teilprojekts A2 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1983.
- /13/ ISO: "Fire Resistance Tests - Elements of Building Construction". International Standard 834, November 1975.
- /14/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981.
- /15/ Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 1985.

- /16/ Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /17/ DIN 4227: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Teil 1, Ausgabe Dezember 1979.
- /18/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsiger gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Maschinbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- /19/ Ruge, J., et al.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Beiträge des Teilprojekts B4 in den Arbeitsberichten 1975-1977, 1978-1980 und 1981-1983 des Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1977, 1980 und 1983.
- /20/ Gustafsson, A.H.; Selvig, S.L.: Fire Endurance of Simply-Supported Prestressed Concrete Slabs. PCA Research and Development Laboratories, Stokie, USA. PCI Journal, February 1967.
- /21/ Brandschutztechnische Beurteilung von Spannbetonhohldeckeln. Forschungsgesellschaft Spannbeton-Hohlplatten, September 1980.
- /22/ Klingsch, W.; Bode, H.-G.; Finsterle, A.: Brandverhalten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Walzprofilen. Bauingenieur 59, Heft 11, 1984
- /23/ Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten von Bauteilen. Schriftenreihe "Brandschutz im Bauwesen", Heft 22 Teil I. Erich Schmidt-Verlag, Berlin, 1981

